



TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

Cilt 31 Sayı 3 Mayıs 2020

TEKNİK DERGİ YAYIN İLKELERİ

Teknik Dergi, inşaat mühendisliğinin bütün alanlarını içeren, Science Citation Index Expanded (Genişletilmiş Bilimsel Atıf Endeksi) kapsamında bilimsel ve teknik bir dergidir. Ocak, Mayıs ve Eylül aylarında Türkçe, Mart, Temmuz ve Kasım aylarında İngilizce olmak üzere yılda altı sayı olarak yayımlanır. Derginin yayın ilkelerinden başlıcaları aşağıda özetlenmektedir:

1. Yalnızca özgün bilimsel araştırma çalışmalarını ve ilginç mühendislik uygulamaları yansıtan yazılara yer verilir. “Özgünlük” kapsamı içinde, çalışmanın ya yeni bilgi üretmiş olması veya varolan bilgiye yeni bir boyut kazandırmış olması, ya da yeni bir yöntem geliştirmiş veya bilinen bir yöntemi elle tutulur bir ölçüde ilerletmiş olması koşulu aranır.
2. Bilimsel çalışmaların öndeğerlendirme sonuçlarını aktaran yazılar ile bilimsel içeriği makale için yeterli görülmeyen, ancak okuyucuya yararlı bilgi aktarabileceği düşünülen yazılar, “teknik not” olarak yayımlanabilir.
3. Yayın tarihinden başlayarak üç ay içinde, okurlardan alınan tartışma yazıları, Yayın Kurulu’nca değerlendirildikten sonra, yazarın yanıtı ile birlikte yayımlanır.
4. Yayımlanmak üzere gönderilen yazılar iki veya üç danışman tarafından değerlendirilir; kabul-red kararı Yayın Kurulu tarafından verilir. Yazıları değerlendiren danışman adları yazarlara bildirilmez. Yeterli görülmeyen yazıların danışman önerileri doğrultusunda geliştirilmesi genel yaklaşımdır. Amaçlanan düzeye erişilemeyen yazılar reddedilir.
5. Yazardan, yazının daha önce “dergi makalesi veya kitap bölümü olarak yayımlanmamış” olduğunu belirten imzalı bir bildirim alınır. Yayın Kurulu, yazının ufak tefek değişikliklerle başka bir dergide/kitapta yayımlanmış olduğu ya da intihal vb bir başka etik ihlali bulunduğu kanısına ulaşırsa, yalnızca o yazı değil, o yazarın hiçbir yazısı yayımlanmaz.
6. Daha önce bir konferansa bildiri olarak sunulmuş olan bir çalışmayı geliştirerek aktaran yazılar yayımlanabilir. Bu durumda, daha önce sunulduğu konferans, birinci sayfada dip not olarak belirtilir.
7. Ayrıca, yazar(lar) tarafından imzalanmış, yazının telif hakkının TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası’na devredildiğini bildiren bir belgenin yazı ile birlikte gönderilmesi istenir.

 TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

*Technical Journal
of
Turkish Chamber of Civil Engineers
Volume 31 Number 3 May 2020*

Cilt 31 Sayı 3 Mayıs 2020



TMMOB

İnşaat Mühendisleri Odası

Necatibey Cad. No: 57, Kızılay 06440 Ankara

Tel: 0.312.294 30 00 - Faks: 294 30 88

E-posta: imo@imo.org.tr - www.imo.org.tr

Sahibi:

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası adına

Cemal GÖKÇE

Yazı İşleri Müdürü:

Bahaettin SARI

Cilt 31 - Sayı 3 - Mayıs 2020

İki ayda bir yayınlanır, yerel süreli yayın.

Baskı tarihi: 1 Mayıs 2020 / 1.000 adet basılmıştır.

Yayın Kurulu'nun yazılı onayı olmaksızın alıntı yapılamaz.

ISSN: 1300-3453

Baskı

Yorum Basın Yayın Sanayi Ltd. Şti.

Başkent Org. Sanayi Bölgesi No: 12 Malıköy - Sincan / Ankara - Tel: 0.312.395 21 12

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

Yayın Kurulu:

Süheyl AKMAN
Ender ARKUN
İsmail AYDIN
Özer ÇİNİCİOĞLU
Metin GER
Gürkan Emre GÜRCANLI
Alper İLKİ
Cem OĞUZ
Kutay ORAKÇAL
Günay ÖZMEN
Baki ÖZTÜRK
İsmail ŞAHİN
Özkan ŞENGÜL
Tuğrul TANKUT

Editör:

Tuğrul TANKUT

Yardımcı Editörler:

Ender ARKUN
İsmail AYDIN
Özer ÇİNİCİOĞLU
Metin GER
Gürkan Emre GÜRCANLI
Alper İLKİ
Kutay ORAKÇAL
İsmail ŞAHİN
Özkan ŞENGÜL

Yayın Sekreteri:

Cemal ÇİMEN

Teknik Dergi

- Science Citation Index Expanded
- Scopus
- Journal Citation Reports / Science Edition
- Engineering Index
- Concrete Abstracts (American Concrete Institute)
- National Technical Information Service (US NTIS)
- CITIS
- Ulrich's International Periodical's Directory
- TÜBİTAK / ULAKBİM

tarafından taranmaktadır.

Teknik Dergi, özgün bilimsel araştırmalar ile ilginç uygulama çalışmalarına yer veren ve bu niteliği ile hem araştırmacılara hem de uygulamadaki mühendislere seslenmeyi amaçlayan hakem sistemini etkin kullanan açık erişimli bir dergidir.

Danışmanlar:

Bu liste, son iki yayın yılında danışmanlık yapmış olan kişileri içerir ve her Ocak sayısında yenilenir.

Ayda Şafak AĞAR ÖZBEK Perviz AHMEDZADE Ragıp AKBAŞ Sami Öguzhan AKBAŞ Rifat AKBİYİKLİ Özge AKBOĞA KALE Burcu AKÇAY ALDANMAZ Cihan Taylan AKDAĞ Cem AKGÜNER Adem AKPINAR Muhammad Vefa AKPINAR Atakan AKSOY Hafzullah AKSOY Gözün AKYILDIZ ALÇURA Zuhal AKYÜREK Fatih ALEMDAR Pelin ALPKÖKİN Sinan ALTIN Selim ALTUN Adlen ALTUNBAŞ Ahmet Can ALTUNIŞIK Egemen ARAS Fuat ARAS Davit ARDITI Ergin ARIOĞLU Deniz ARTAN İLTER Ali Osman ATAHAN Hakan Nuri ATAHAN Shady ATTIA Abdullah AVEY İsmail AYDIN Mustafa Tamer AYVAZ Ela BABALIK Can Elmar BALAS Lale BALAS Selim BARADAN Türkyay BARAN Bekir Ögüz BARTIN Cemal BAŞARAN Zeynep BAŞARAN BUNDUR Özgür BAŞKAN Cüneyt BAYKAL İdris BEDİRHANOĞLU Mehmet BERİLGEN Saadet Arzu BERİLGEN Niyazi Özgür BEZGİN Selçuk BİLDİK Senem BİLİR MAHÇİÇEK Bariş BİNİCİ Ahmet BİRİNCİ İlknur BOZBEY Zafer BOZKUŞ Burcu BURAK BAKIR Halil İbrahim BURGAN Yusuf CALAYIR Erdem CANBAY Zekai CELEP Cihan CENGİZ Halim CEYLAN Ömer CİVALEK Mustafa CÖMERT Ali Fırat ÇABALAR	Barlas Özden ÇAĞLAYAN Özgür ÇAKIR Melih ÇALAMAK Gülben ÇALIŞ Erkan ÇELEBİ Kutay ÇELEBİOĞLU Ahmet Ozan ÇELİK Oğuz Cem ÇELİK Osman Nuri ÇELİK Semet ÇELİK Hilmi Berk ÇELİKOĞLU Kemal Önder ÇETİN Mecit ÇETİN Reha ÇETİNKAYA Gökhan ÇEVİKBİLEN Mesut ÇİMEN Safiye Fevza ÇİNİCİOĞLU Erdal ÇOKÇA Şevket ÇOKGÖR Atilla DAMCI Yakup DARAMA Kutlu DARILMAZ Cem DEMİR Uğur DEMİR Ender DEMİREL Mehmet Cüneyd DEMİREL Fatih DİKBAŞ Seyyit Ümit DİKMEN İrem DİKMEN TOKER Ali Ersin DİNÇER Ahmet Anıl DİNDAR Emrah DOĞAN Nurhan ECEMİŞ ZEREN Özgür EKİNCİOĞLU Alper ELÇİ Şebnem ELÇİ Murat Altuğ ERBERİK Saffet ERDOĞAN Esin ERGEN PEHLEVAN Aysen ERGİN Gökmen ERGÜN Ebru ERİŞ Esra Ece ESELLER BAYAT Tuğba ESKİŞAR TEFÇİ Burak FELEKOĞLU Okan FISTIKOĞLU Antonio FORMISANO Nuray GEDİK Abdullah GEDİKLİ Ergun GEDİZLİOĞLU Mohammad Ali GHRBANİ Konuralp GİRGİN Zehra Canan GİRGİN İlgin GÖKAŞAR Çağlar GÖKSU Burcu GÜLDÜR ERKAL Fazlı Erol GÜLER Hakan GÜLER İlgin GÜLER Zeynep GÜLERCE Taylan GÜNAY Necmettin GÜNDÜZ	Abdurrahman GÜNER Samet GÜNER Ülker GÜNER BACANLI Mehmet Şükrü GÜNEY Tuba GÜRBÜZ BÜYÜKKAYIKÇI Gürkan Emre GÜRCANLI Aslı Pelin GÜRGÜN İpek GÜRSEL DİNO Gürşans GÜVEN İŞİN Soner HALDENBİLEN Murat HAMDERİ Ufuk HANCILAR Ingo A. HANSEN Abdul HAYIR Nejan HUVAJ SARIHAN Metin HÜSEM Zeynep İŞİK Sabriye Banu İKİZLER Eren İNCİ Pınar İNCİ KOÇAK Erdal İRTEM Nihat KABAY Sedat KABDAŞLI Volkan KAHYA Mehmet Rifat KAHYAOĞLU Volkan KALPAKÇI Alper KANYILMAZ Murat KARACASU Tanay KARADEMİR Erhan KARAESMEN Ali KARAIPEKLİ Himmet KARAMAN Mustafa KARASHAHİN Zülküf KAYA İlker KAZAZ Cevza Melek KAZEZYILMAZ ALHAN Mustafa Kubilay KELEŞOĞLU Elçin KENTEL Mustafa Erol KESKİN Havvanur KILIÇ İsmail Emrah KILIÇ Sami And KILIÇ Fahriye KILINÇKALE Ufuk KIRBAŞ Veysel Şadan Özgür KIRCA Gökhan KIRKIL Niyazi Uğur KOÇKAL Önder KOÇYİĞİT Baha Vural KÖK Mete KÖKEN Fuat KÖKSAL Ali Ümran KÖMÜŞÇÜ Şerife Yurdagül KUMCU Akif KUTLU Semih KÜÇÜKARSLAN Abdullah KÜRKCÜ Hilmi LUŞ Kasım MERMERTAŞ Mehmet Murat MONKUL	Yetiş Şazi MURAT Elif OĞUZ Didem OKTAY Volkan OKUR Mehmet Hakkı OMURTAG Sema ONURLU Engin ORAKDÖĞEN Şeref ORUÇ Okan ÖNAL Akin ÖNALP Halil ÖNDER Aybike ÖNGEL Bihrat ÖNÖZ Ali Hakan ÖREN Bergüzar ÖZBAHÇECİ Ceyhan ÖZÇELİK İlker ÖZDEMİR Murat ÖZEN Pelin ÖZENER Abdullah Tolga ÖZER Eren Arman ÖZGÜVEN Hakkı Oral ÖZHAN Yener ÖZKAN M. Hulusi ÖZKUL Zeynep Huri ÖZKUL BİRGÖREN Beliz ÖZORHON ORAKÇAL Sadık ÖZTOPRAK Turan ÖZTURAN Baki ÖZTÜRK Hasan Tahsin ÖZTÜRK Mustafa ÖZUYMAL Tolga Yılmaz ÖZÜDOĞRU Polat ÖZYİĞİT Gülizar ÖZYURT TARAKÇIOĞLU Nilüfer ÖZYURT ZİHNİOĞLU Onur PEKCAN Bekir Yılmaz PEKMEZCİ Cengiz POLAT Şamil Şeref POLAT Gül POLAT TATAR Selim PUL Selçuk SAATÇI Selman SAĞLAM Mehmet SALTAN Altuğ SAYGILI Neslihan SEÇKİN Serdar SELAMET Alper SEZER Faiz Uddin Ahmed SHAIKH Osman SIVRIKAYA Serdar SOYÖZ Aleksandar STEVANOVIĆ Ayşe Filiz SUNAR Erol ŞADOĞLU Remzi ŞAHİN Yuşa ŞAHİN Mustafa ŞAHMARAN Nermin ŞARLAK Burak ŞENGÖZ Aynur ŞENSOY ŞORMAN Ali Arda ŞORMAN	Ali Ünal ŞORMAN Özcan TAN Ali Hamza TANRIKULU Kürşat TANRIOVEN Serhan TANYEL Taha TAŞKIRAN Gökmen TAYFUR İlker TEKİN Beytullah TEMEL Berrak TEYMUR H. Onur TEZCAN Mesut TİĞDEMİR Şahmat TİĞREK Vedat TOĞAN Nabi Kartal TOKER Nuray TOKYAY Ali TOPAL Cem TOPKAYA Selçuk TOPRAK Ahmet TORTUM Gökçe TÖNÜK Nursu TUNALIOĞLU Kağan TUNCAY Eda TURAN Gürsoy TURAN Kaan TÜRKER Cüneyt TÜZÜN Eren UÇKAN Latif Onur UĞUR Mehmet Fevzi UGURYOL Berna UNUTMAZ Volkan Emre UZ Deniz ÜLGEN Aslı ÜLKE KESKİN Cüneyt VATANSEVER Syed Tanvir WASTI Nazmiye YAHNİOĞLU Ahmet YAKUT Cem YALÇIN Aslı YALÇIN DASHYOOĞLU İsmail Özgür YAMAN A. Melih YANMAZ Mert Yücel YARDIMCI Ufuk YAZGAN Anıl YAZICI Halit YAZICI Kasım YENİGÜN İrem Zeynep YILDIRIM Mehmet YILDIRIMOĞLU Osman YILDIZ Çetin YILMAZ Fatih YILMAZ Koray Kamil YILMAZ M. Tuğrul YILMAZ Mehmet YILMAZ Murat YILMAZ Veysel YILMAZ Yüksel YILMAZ Fatih YONAR Recep YURTAL İsmail YÜCEL Ercan YÜKSEL Yeliz YÜKSELEN AKSOY Nabi YÜZER Ahmet Şahin ZAİMOĞLU
---	---	--	--	--

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

Cilt: 31 Sayı: 3 Mayıs 2020

İÇİNDEKİLER

- Ortalama Su Seviyesi Değişimlerinin Taş Dolgu Kıyı Koruma Yapılarının
Tasarımına ve Performansına Etkisi..... 9941
Hasan Gökhan GÜLER, Gülizar Özyurt TARAKCIOĞLU, Cüneyt BAYKAL
- Donatılı Kum Zeminlerde Düzlem Deformasyon Koşullarında Düşey
Gerilme Dağılışı..... 9967
Bayram ATEŞ, Erol ŞADOĞLU
- Yoğrulmuş Killerde Dayanım ve Deformasyon Parametrelerinin Düşen
Koni ve Veyn Deneyleri ile Belirlenmesi 9987
Murat GÜLEN, Havvanur KILIÇ
- 22-23 Eylül 2015 Bodrum Sel Felaketi.....10013
Ceyhun ÖZÇELİK, Kader BENLİ
- Dört Kollu Sinyalize Kentsel Kavşaklarda Trafik Kazalarının Sıklığını
Etkileyen Faktörlerin İncelenmesi10033
Murat ÖZEN
- TEKNİK NOT**
Betonun Birim Ezilme Kısalması ile İlgili Bir İrdeleme.....10055
Uğur ERSOY, Ash KESER

Ortalama Su Seviyesi Değişimlerinin Taş Dolgu Kıyı Koruma Yapılarının Tasarımına ve Performansına Etkisi

Hasan Gökhan GÜLER¹
Gülizar Özyurt TARAKCIOĞLU²
Cüneyt BAYKAL³

ÖZ

Gel-git, mevsimsel değişiklikler, dalga kabarması/alçalması, fırtına kabarması ve küresel ısınmaya bağlı su seviyesi değişimleri sonucunda ortalama su seviyesinde gözlenen değişimler, taş dolgu kıyı koruma yapılarının tasarımlarının ve performanslarının değerlendirilmesi ile doğrudan ilgilidir. Bu tip yapılar için en kritik su seviyesi, yaygın olarak en yüksek su seviyesi tanımı ile kullanılmaktadır. Ancak, Kıyı Yapıları Planlama ve Tasarım Teknik Esasları'nda [1] koruma yapısında kullanılacak taşların kütlelerinin belirlenmesi için en kritik su seviyesinin en düşük su seviyesi ile en yüksek su seviyesi arasında ortaya çıkabileceği belirtilmiştir. Bu çalışmada taş dolgu kıyı koruma yapılarının tasarım derinliğinin belirlenmesinde kullanılan farklı yaklaşımların koruma tabakası taş kütlesi ile serbest kret kotuna olan etkisi incelenmiştir. Bu amaçla Karadeniz, Ege Denizi ve Akdeniz'de birer proje alanı seçilmiş ve bu projelerdeki yapıların ekonomik ömürleri boyunca gözlenebilecek tüm su seviyelerinde koruma tabakası taş kütlesi ile serbest kret kotu hesaplanmıştır. Seçilen projeler için daha düşük su seviyelerinde daha yüksek su seviyelerine göre %60'a varan oranlarda daha büyük taş kütlesi bulunmuştur. Çalışma sonuçları, en yüksek su seviyesinden daha kritik bir su seviyesinin, düşük su seviyesi ile en yüksek su seviyesi arasındaki herhangi bir su seviyesinde de oluşabileceğine örnek oluşturmaktadır. Buna bağlı olarak, seçilen kritik su seviyesi değeri ile koruma tabakası taş kütlesi hesaplama yöntemlerinin ilişkisi tartışılmış ve yapının ekonomik ömrü boyunca oluşabilecek tüm su seviyelerinin tasarım derinliği belirlenirken göz önünde bulundurulması önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ortalama su seviyesi, taş dolgu, koruma tabakası, dalga aşması, iklim değişikliği.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 27 Temmuz 2018 günü ulaşmıştır. 30 Mayıs 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Temmuz 2020 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.448489>

1 Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - goguler@metu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-9015-4470>

2 Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - gulizar@metu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-8327-3300>

3 Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - cbaykal@metu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-8514-2758>

ABSTRACT

Effect of Mean Water Level Variations on the Design and Performance of Rubble-Mound Coastal Protection Structures

Variations in mean water level such as tides, seasonal variations, wave set-up/set-down, storm surge and sea level rise due to global warming are directly related to design and performance evaluation of rubble-mound coastal structures. The highest water level is generally considered as the most critical water level for this type of structures. However, Coastal Structures Planning and Design Manual [1] states that the most critical water level can be observed in between the lowest water level and the highest water level. In this study, the effects of different approaches used in selecting design water level on the mass of the armor stone and the free crest height are investigated. Three project sites are selected in the Black Sea, Aegean Sea and the Mediterranean Sea, and the mass of armor stones and the free crest height are calculated at each water level that might be observed during the economic lifetime of these structures. For the selected projects, up to 60% of bigger mass of armor stones are found at lower water levels compared to higher water levels. The results of this study exemplifies that the most critical water level can be observed in between the lowest water level and highest water level. In addition, the relation of the most critical water level and the calculation methods of the mass of armor stones are discussed, and it is suggested to assess all the water levels that might occur during the economic life of the structure.

Keywords: Mean water level, rubble mound, armor layer, wave overtopping, climate change.

1. GİRİŞ

Kıyı yapılarının ekonomik ömürleri boyunca meydana gelen kısa ve uzun dönemli su seviyesi değişimleri bu yapıların tasarımı ve performanslarının değerlendirilmesinde önem taşımaktadır. Tasarım derinliği kıyı yapılarının önündeki dalga özelliklerini doğrudan etkilediğinden, kıyı yapılarının tasarımında kullanılan en önemli parametrelerden biridir. T.C. Ulaştırma, Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü (AYGM) tarafından hazırlanan Kıyı Yapıları Planlama ve Tasarım Teknik Esasları'nda [1] tasarım derinliği gel-git, mevsimsel değişiklikler, dalga kabarması/alçalması, rüzgâr kabarması/alçalması, barometrik ve Coriolis etkileri ve küresel ısınmaya bağlı su seviyesi değişimleri gibi kısa ve uzun dönemli su seviyesi değişimlerine bağlı olarak tanımlanmaktadır. Ülkemizde yaygın bir şekilde kullanılan taş dolgu kıyı koruma yapılarının tasarımında genel yaklaşım, hem taş dolgu kıyı koruma yapılarının koruma tabakasını oluşturan taşların boyutlarının belirlenmesinde hem de yapının ömrü boyunca işlevselliğinin kesintiye uğramaması için serbest kret kotunun belirlenmesinde “en kritik su seviyesinin” tasarım derinliği olarak kullanılmasıdır. Dünya ölçeğinde yaygın bir şekilde kullanılan “Kıyı Koruma Şartnamesi (Shore Protection Manual)” [2], “Hidrolik Mühendisliğinde Kaya Kullanımı (The Use of Rock in Hydraulic Engineering)” [3] gibi tasarım şartnamelerinde taş dolgu kıyı koruma yapılarının tasarımında en kritik su seviyesi, bu tip yapıların ömrü boyunca karşılaşılabilecek en yüksek su seviyesi olarak düşünülmektedir. En yüksek su seviyesi ise, ortalama su seviyesinde meydana gelen değişimlerin deterministik olarak ortalama su seviyesine eklenmesi ile bulunmaktadır. Ülkemizde kıyı yapılarının tasarımında kullanılan esasların “2.1.2. Tasarım Derinliği” başlıklı bölümünde ise, taş dolgu

dalgakıranların serbest kret kotlarının belirlenmesinde en kritik su seviyesinin yapının ömrü boyunca karşılaşılabilecek en yüksek su seviyesi olduğu, koruma yapısında kullanılacak taşların kütlelerinin belirlenmesinde ise en kritik su seviyesinin en düşük su seviyesi ile en yüksek su seviyesi arasında ortaya çıkabileceği belirtilmiştir [1]. Bu çalışmada öncelikli olarak yukarıda ifade edilen ve yaygın şekilde kullanılan tasarım esaslarındaki kritik su seviyesi hakkındaki yaklaşım farklılıklarının tasarım üzerindeki etkisinin incelenmesi amaçlanmaktadır. Diğer bir deyişle, AYGGM [1]'de taş dolgu kıyı koruma yapılarının koruma tabakasının tasarımı için yapılan "en kritik su seviyesinin her zaman en yüksek seviyesi olmayabileceği" değerlendirmesinin tasarım üzerindeki sonuçları tartışılmaktadır.

Bu çalışmanın amacına yönelik olarak tasarım derinliğinin hem koruma tabakasında kullanılan taşların kütlelerinin belirlenmesine hem de serbest kret kotunun belirlenmesine etkisi ülkemizi çevreleyen Karadeniz, Ege Denizi ve Akdeniz'de seçilen üç proje alanı için gerçek tasarım koşulları kullanılarak incelenmiştir. Bu incelemede, koruma tabakası taş kütleleri ve serbest kret kotu yapının ekonomik ömrü boyunca görülebilecek her su seviyesi için hesaplanmıştır. Tasarım derinliği hesaplanırken yukarıda ifade edilen ortalama su seviyesi değişiklikleri göz önüne alınmıştır. Taş dolgu dalgakıranların koruma tabakalarında kullanılan taşların kütlelerinin belirlenmesi ile ilgili olan uygulamalarda Hudson [2] formülü ile CIRIA vd. [3] tarafından önerilen Van der Meer [4] ve Van Gent vd. [5] formüllerinin birlikte kullanıldığı yaklaşım kullanılmıştır. Serbest kret kotu ise EurOtop [6] tarafından önerilen dalga aşması formülü ile hesaplanmıştır. Taş dolgu dalgakıranların tasarımı için seçilen yaklaşımlar AYGGM [1] tarafından da önerilmektedir. Bu hesaplamalar ile daha düşük su seviyelerinde %60'a varan oranda daha büyük taş kütleleri değerlerinin ortaya çıkabileceği seçilen proje alanları için yapılan pratik mühendislik uygulamalarıyla örneklenmiştir. Böylece taş dolgu kıyı koruma yapılarının koruma tabakalarının tasarımında en yüksek su seviyesinin her zaman en kritik su seviyesi olmayabileceği gösterilmiştir.

2. ORTALAMA SU SEVİYESİNDE MEYDANA GELEN KISA VE UZUN DÖNEMLİ DEĞİŞİMLER

Ortalama su seviyesinde meydana gelen değişimler Türkiye kıyıları boyunca Harita Genel Komutanlığı'na (HGK) bağlı Türkiye Ulusal Deniz Seviyesi İzleme Sistemi (TUDES) tarafından bu çalışmanın hazırlandığı tarihte 22 mareograf istasyonu ile ölçülmektedir. HGK tarafından mareograf istasyonlarında ölçülen veriler kullanılarak düşey referans değerleri hesaplanmaktadır [7]. Kıyı mühendisliği uygulamalarında sıklıkla ihtiyaç duyulan ortalama su seviyesi ve bu su seviyesindeki değişimler ile ilgili çalışmalarda, referans değerlerinin doğru bir şekilde kullanılması büyük önem taşımaktadır. AYGGM [1] ortalama su seviyesini belirli bir dönem boyunca deniz seviyesinin ortalama yüksekliği olarak tanımlamakta ve pratik olarak bu değer bir yılın ortalama deniz seviyesi olarak alınmasını önermektedir. Ortalama su seviyesinde meydana gelen kısa ve uzun dönemli değişimler ile bu çalışma kapsamında bu değişimler için kullanılan değerler ve ilgili kabuller aşağıda verilmektedir.

2.1. Gelgit

Gelgitler Ay'ın, Dünya'nın ve Güneş'in hareketlerinin ortak etkisi sonucu oluşan su seviyesi iniş çıkışları olarak tanımlanmaktadır [8]. Türkiye kıyıları mikro gelgit bölgesi sınıfına

girmekte ve gelgitler genel itibariyle çok etkili olmamaktadır. Alpar vd. [9]'a göre Türkiye kıyıları boyunca gelgit 10 ile 50 cm arasında değişmektedir. Bu çalışmada gelgit genliği bütün Türkiye kıyılarında ortalama bir değer olarak ortalama su seviyesinden ± 15 cm olarak kabul edilmiştir.

2.2. Mevsimsel Değişimler

Ortalama su seviyesi denizler, ırmaklar ve yağış miktarının etkilediği su dengesindeki değişiklikler sebebiyle mevsimsel olarak değişmektedir. Mevsimsel su seviyesi değişimleri Alpar vd. [9] tarafından verilen değerlere bağlı alınarak ortalama su seviyesinden Karadeniz için $\pm 9,5$ cm (toplamda 19 cm), Ege Denizi için ± 4 cm (toplamda 8 cm) ve Akdeniz için $\pm 8,5$ cm (toplamda 17 cm) olarak alınmıştır.

2.3. Dalga Kabarması/Alçalması

Dalga kabarması/alçalması fırtına koşulları sebebiyle oluşan ortalama su seviyesi değişimlerindedir. Goda [10], dalga kabarmasını dalgaların yakın kıyıda kırılmalarından dolayı oluşan yarı-doğrusal su seviyesi yükselmesi olarak tanımlamaktadır. Kıyıya doğru dalga kabarmasının olduğu durumlarda diğer yönde, dalgaların kırıldığı sörf bölgesinde gözlemlenen ortalama su seviyesindeki düşüş ise dalga alçalması olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışmada dalga kabarması/alçalması, dalga dönüşümü çalışmaları için kullanılacak sayısal modelin içinde hesaplanmaktadır.

2.4. Fırtına Kabarması/Alçalması: Rüzgâr Kabarması/Alçalması ile Barometrik ve Coriolis Etkileri

Fırtına koşullarında rüzgârın su yüzeyine etki ettirdiği kayma gerilmesi sebebiyle su yüzeyinde bir eğim oluşmaktadır. Rüzgârların kıyıya doğru esmesi durumunda kıyıda ortalama su seviyesinde yükselme, rüzgâr kabarması, karadan açığa doğru esmesi durumunda ise kıyıda ortalama su seviyesinde azalma, rüzgâr alçalması gözlenir [3].

Rüzgâr kabarmasının alçak basınç sistemleri ve Dünya'nın eksenini etrafındaki hareketinden kaynaklanan Coriolis kuvvetinin etkileriyle ve dalga kabarması ile birleşerek oluşturduğu ortalama su seviyesi yükselmesi ise fırtına kabarması olarak adlandırılmaktadır. Öte yandan, yüksek basınç sistemleri de ortalama su seviyesinde alçalmalara yol açabilmektedir [11]. Bununla birlikte, Coriolis etkisi ortalama su seviyesinde kıyı şeridinin konumlanışına göre yükselme veya alçalmaya yol açabilmektedir [12].

Fırtına kabarması ve alçalması fırtına koşullarında ortalama su seviyesinde meydana gelen yükselme ve alçalmaları ifade etmektedir. Fırtına kabarması ve alçalmasının bileşenleri rüzgâr kabarması/alçalması, barometrik ve Coriolis etkileri olarak alınmaktadır. Bu çalışmada fırtına kabarmasının değeri, literatürde benzeri çalışmalarda [13] kullanıldığı şekilde derin deniz belirgin dalga yüksekliğinin (H_{s0}) %10'u kabul edilerek gelgit seviyesine eklenmektedir [13, 14, 15]. Diğer bir deyişle, bu çalışmada fırtına kabarması ortalama su seviyesinden $\pm 0,1H_{s0}$ olarak alınmıştır.

2.5. Küresel Isınmaya Bağlı Su Seviyesi Değişimleri

Küresel ısınmaya bağlı olarak gerçekleşen su seviyesi değişimleri, kıyı yapıları uzun ekonomik ömür için tasarlandığı göz önüne alındığında ortalama su seviyesi değişimlerinin en önemli bileşeni olarak karşımıza çıkmaktadır. Türkiye İklim Değişikliği 6. Bildirimi'nde de küresel ısınmaya bağlı deniz seviyesi değişimlerine ve bunların kıyılarımızdaki muhtemel etkilerine dikkat çekilmektedir [16]. Küresel ısınmaya bağlı olarak rüzgâr hızlarında ve dalga yüksekliklerinde de değişimler beklenmektedir. Örneğin Karadeniz'de belirgin dalga yüksekliklerinde yükselme eğilimi olduğu gösterilmiştir [17]. Ortalama su seviyesinde gerçekleşen bu değişim doğrudan tasarım derinliğini etkilediği için hem yeni kıyı yapılarının tasarımında hem de mevcut yapıların performanslarının değerlendirilmesinde göz önüne alınmalıdır. Küresel ısınmaya bağlı su seviyesi değişimleri araştırmaları mareograf istasyonlarından alınan su seviyesi ölçümlerine bağlı olarak yapılabileceği gibi iklim değişikliği projeksiyonlarına bağlı olarak da yapılabilmektedir. Küresel ısınmadan kaynaklı su seviyesi artışının Türkiye kıyılarında da görüldüğü mareograf istasyonlarından alınan verilerin incelendiği çeşitli çalışmalarda ortaya konulmuştur [18-25]. Bununla birlikte Voudoukas vd. [26] tarafından Avrupa kıyıları boyunca ekstrem su seviyelerinin incelendiği çalışmada, Karadeniz ve Doğu Akdeniz'de iklim değişikliğine bağlı su seviyesinin arttığı gösterilmiş, farklı iklim değişikliği senaryolarına göre bu değişimin miktarı tahmin edilmiştir. Mevcut çalışma kapsamında yapılan uygulamalarda, Hükümetlerarası İklim Değişikliği Paneli (Intergovernmental Panel on Climate Change) tarafından hazırlanan 5. Değerlendirme Raporu'nda verilen RCP8.5 iklim değişikliği senaryosuna [27] bağlı olarak Voudoukas vd. [26] tarafından hesaplanan küresel ısınmaya bağlı su seviyesi değişimi değerleri kullanılmıştır. Tercih edilen iklim değişikliği senaryosu olan RCP8.5 ile 2081-2100 yılları arasındaki dönemde, global ortalama sıcaklığın 1850-1900 yılları arasındaki seviyeden 3,2-5,4 °C daha yüksek olacağı öngörülmektedir. Bu senaryoya göre yapılan hesaplamalarda 2000 yılından 2100 yılına kadar Karadeniz'de ve Doğu Akdeniz'de ortalama 80 cm küresel iklim değişikliğine bağlı su seviyesi yükselmesi olması beklenmektedir. Sonuç olarak bu çalışmada 100 yıllık dönemde tüm Türkiye kıyılarında küresel ısınmaya bağlı su seviyesi yükselmesinin 80 cm olacağı kabul edilmiştir.

3. YÖNTEM

3.1. Yöntemin Ana Hatları

Tasarım derinliği taş dolgu kıyı koruma yapılarının ekonomik ömrü boyunca oluşabilecek en kritik koşullara karşılık gelmektedir. Tasarım derinliği belirlenirken yapı önü ortalama su seviyesi ve Bölüm 2'de tanımlanan ortalama su seviyesi değişimleri göz önüne alınmaktadır. Bunun için öncelikle yapının ekonomik ömrü boyunca beklenebilecek en düşük su seviyesi ile en yüksek su seviyesi belirlenir. Daha önce de belirtildiği üzere alışagelmış tasarım düşüncesinde en yüksek su seviyesi en kritik su seviyesi olarak düşünülmekte ve tasarım derinliği olarak seçilmektedir. Ancak bu çalışmada çeşitli örnekler ile gösterileceği üzere, koruma tabakasında kullanılacak taş kütlelerinin hesaplanmasında en kritik su seviyesinin en düşük su seviyesi ile en yüksek su seviyesi arasında bir başka değer alması mümkündür. Bu sebeple, taş dolgu kıyı koruma yapısının ömrü boyunca karşılaşılabilecek su seviyelerinin her biri göz önüne alınarak en kritik tasarım derinliğinin belirlenmesi ve tasarım parametrelerinin hesaplanması gerekmektedir. Bu çalışmada önerilen yöntemde, tasarım

derinliği en düşük su seviyesinden başlayarak en yüksek su seviyesine kadar seçilen miktarlarda deterministik olarak artırılarak, her bir tasarım derinliği için taş kütleleri, serbest kret kotu gibi temel tasarım çıktıları hesaplanarak tartışılmaktadır. Bununla birlikte, taş dolgu yapıların topuk tasarımında hem topukta kullanılması gereken taş kütleleri hem de geometri açısından en düşük su seviyesinin esas alınması gerekmektedir. Ancak bu çalışma koruma tabakasında kullanılması gereken taş kütleleri ve serbest kret kotu hesaplamalarına odaklandığından, topuk tasarımı ile ilgili bir değerlendirme/hesaplama sunulmamıştır.

3.2. Dalga Dönüşümü Çalışmalarında Kullanılan Yöntemler

Taş dolgu kıyı koruma yapılarının koruma tabakasında kullanılan taşların kütlelerinin belirlenebilmesi için kullanılan Hudson [2] yaklaşımı düzenli dalgalar için verildiğinden dalgaların yapı önündeki kırılma koşulları ve buna bağlı olarak yapı önündeki kırılan veya kırılmayan dalga yükseklikleri doğrusal sığlaşma, doğrusal kırınım ve derinlik-limitli kırılma yaklaşımı kullanılarak belirlenmektedir [28].

Öte yandan koruma tabakasındaki taşların kütlelerinin belirlenebilmesi için kullanılan Van der Meer [4] ve Van Gent vd. [5] yöntemleri ile dalga aşması hesaplarında kullanılan EurOtop [6] yaklaşımı düzensiz dalgalar için verilmiştir. Düzensiz dalgaların yapı önüne taşınabilmesi için bu çalışmada Baykal [29] tarafından MATLAB ortamında geliştirilen 1-Boyutlu NSW isimli sayısal model kullanılmıştır. NSW’da temel olarak derinlik boyunca değişen dalga yüksekliklerini bulabilmek için enerji denge denklemi çözülmekte; bununla birlikte, dalga etkisiyle oluşan dalga kabarması ve alçalmasının ortalama su seviyesinde meydana getirdiği değişiklikleri bulabilmek için doğrusal olmayan sığ su denklemleri çözülmektedir. Düzensiz dalgaların yapı önündeki dalga yüksekliklerinin bulunmasına ek olarak, bu çalışmada kullanılan bütün yaklaşımlar için dalga kabarması NSW sayısal modeli yardımıyla bulunmaktadır.

NSW sayısal modeli yakın kıyı dalga yüksekliğinin bulunabilmesi için faz-ortalama bir yaklaşım kullanılmaktadır ve hesaplanan parametrelerin bir fırtına boyunca sabit olduğunu kabul etmektedir. Düzensiz bir batimetri üzerinde dalga dönüşümü çalışmalarını doğrusal dalga sığlaşması, doğrusal dalga kırınımı ve derinlik tarafından kontrol edilen dalga kırılması kullanarak gerçekleştirmektedir. Gel-git, rüzgâr kabarması, atmosferik basınç ve Coriolis etkileri gibi ortalama su seviyesinde meydana gelen değişimlerin etkisi bu sayısal modele girilen ortalama su seviyesi ile yansıtılmaktadır. Taban sürtünmesi ve deniz köpüklenmesinden kaynaklanan enerji kaybı hesaplamalara yansıtılmamaktadır. Öte yandan, doğrusal olmayan sığ su denklemleri 1-Boyutlu olarak çözülerek ortalama su seviyesindeki dalga kabarması/alçalmasından kaynaklı değişiklikler çözüme yansıtılmaktadır. Doğrusal olmayan sığ su denklemlerinin çözümünde ana katkı gerilme akısı (radiation stress) olarak kabul edilmekte, yatay taşınım ve yayılım etkileri ve taban sürtünme terimleri dâhil edilmemektedir. 1-Boyutlu çözüm gerçekleştirilmesi nedeniyle düzgülün ve paralel eş derinlik eğrileri kabul edilerek, diğer boyutların etkisi göz önüne alınmamaktadır.

NSW sayısal modeli Baykal [29, 30] ile Baykal vd. [31] tarafından birçok farklı veri seti kullanılarak kalibre edilmiş ve doğrulanmıştır. NSW sayısal modelinin yukarıda ifade edilen kabuller altında çözdüğü denklemler ve çözüm yönteminin ayrıntıları, çalışmanın “Ek A: NSW Sayısal Modeli” bölümünde verilmiştir.

3.3. Çalışmada Kullanılan Tasarım Formülleri

Taş dolgu kıyı koruma yapılarının koruma tabakasında kullanılan taşların kütlelerinin belirlenebilmesi için AYGEM [1] tarafından önerilen Hudson [2] yaklaşımı ile CIRIA vd. [3] tarafından önerilen Van der Meer [4] ve Van Gent vd. [5] yaklaşımlarının birlikte kullanıldığı yöntem kullanılmıştır. Bununla birlikte, taş dolgu kıyı koruma yapılarının serbest kret kotunun belirlenmesinde belirleyiciliği bulunan dalga aşması hesaplamalarında ise EurOtop [6] tarafından ortaya konulmuş yöntem kullanılmıştır.

Düzenli dalgalar için verilen Hudson [2] yaklaşımı Denklem 1 ile gösterilmiştir.

$$M_{50} = \frac{\rho_t H^3}{(\rho_t/\rho_s - 1)^3 K_D \cot(\alpha)} \quad [1]$$

Denklem 1’de M_{50} ortalama taş kütlelerini, ρ_t taşların özgül kütlelerini, ρ_s deniz suyunun özgül kütlelerini, H tasarım dalga yüksekliğini, K_D stabilite katsayısını ve α yapı şev açısını belirtmektedir. AYGEM [1] ve CERC [2] tasarım dalga yüksekliğini, bir fırtına boyunca yapı önüne ulaşan dalgaların en yüksek %10’unun ortalaması ($H_{1/10}$) olarak kullanılmasını önermektedir. Yapı önünde tasarım dalgasının kırılma özelliklerine göre bu dalga yüksekliği belirlenmektedir. Bu çalışmada yapılan tüm hesaplamalarda taşların özgül kütlesi $2,650 \text{ t/m}^3$, beton blokların özgül kütlesi $2,400 \text{ t/m}^3$ ve deniz suyunun özgül kütlesi $1,025 \text{ t/m}^3$ olarak alınmıştır.

CIRIA vd. [3] tarafından taş dolgu kıyı koruma yapılarının koruma tabakasında kullanılan taşların kütlelerinin belirlenmesi için önerilen yöntemde derin deniz koşullarında Van der Meer [4] yöntemi, sığ su koşullarında ise Van Gent vd. [5] yönteminin kullanılması önerilmektedir. Burada yapı önü su seviyesinin (h), yapı önü belirgin dalga yüksekliğine (H_s) oranının (h/H_s) 3’ten büyük olması olarak, sığ su ise bu oranın (h/H_s) 3’ten küçük olması olarak tanımlanmaktadır. Van der Meer [4] yönteminin uygulanmasında öncelikli olarak dalgaların kırılma tipi sıçrayarak kırılan dalga (plunging) koşulu veya kabarak kırılan dalga (surging) koşulundan biri seçilerek belirlenmektedir. Kırılma tipinin belirlenebilmesi için Denklem 2’de verilen kritik kırılma parametresi (ξ_k), Denklem 3 yardımıyla ve ortalama dalga periyodu (T_m) dikkate alınarak hesaplanan kırılma parametresi (ξ_m) ile karşılaştırılmaktadır.

$$\xi_k = \left[6, 2 P^{0,31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0,5} \quad [2]$$

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}} \quad [3]$$

Denklem 2 ve Denklem 3’te P değeri Van der Meer [4] tarafından önerilen geçirimsizliği, α şev eğimini, g yerçekimi ivmesini, ve H_s yapı önündeki belirgin dalga yüksekliğini

göstermektedir. Ortalama dalga periyodu (T_m) dikkate alınarak hesaplanan kırılma parametresinin (ξ_m) kritik kırılma parametresinden (ξ_k) küçük olduğu durumda sıçrayarak (plunging) kırılan dalgalar için verilen Denklem 4, büyük veya eşit olması durumunda kabarak (surging) kırılan dalgalar için verilen Denklem 5'in kullanılması önerilmektedir.

$$\xi_m < \xi_k, \quad \frac{H_s}{\Delta D_{50}} = 6,2 P^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} (\xi_m)^{-0,5} \quad [4]$$

$$\xi_m \geq \xi_k, \quad \frac{H_s}{\Delta D_{50}} = 1,0 P^{-0,13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} (\xi_m)^P \quad [5]$$

Denklem 4 ve Denklem 5'te Δ göreceli özgül kütle, D_{50} taşların medyan nominal kübik çapını, S hasar miktarını ve N fırtına süresince oluşan dalgaların sayısını göstermektedir.

Van Gent vd. [5] yaklaşımında ise Van der Meer [4] yaklaşımına benzer şekilde öncelikli olarak dalgaların kırılma tipi sıçrayarak kırılan dalga koşulu veya kabarak kırılan dalga koşulundan biri seçilerek belirlenmektedir. Kırılma tipinin belirlenebilmesi için Denklem 6'da verilen kritik kırılma parametresi (ξ_k), Denklem 7 yardımıyla hesaplanan ve spektral dalga periyodu ($T_{m-1,0}$) dikkate alınarak hesaplanan kırılma parametresi ($\xi_{m-1,0}$) ile karşılaştırılmaktadır.

$$\xi_k = \left[\frac{8,4}{1,3} P^{0,31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0,5} \quad [6]$$

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{m-1,0}^2}}} \quad [7]$$

Spektral dalga periyodu ($T_{m-1,0}$) dikkate alınarak hesaplanan kırılma parametresinin ($\xi_{m-1,0}$), kritik kırılma parametresinden (ξ_k) küçük olduğu durumda sıçrayarak kırılan dalgalar için verilen Denklem 8, büyük veya eşit olması durumunda kabarak kırılan dalgalar için verilen Denklem 9'un kullanılması önerilmektedir.

$$\xi_{m-1,0} < \xi_k, \quad \frac{H_s}{\Delta D_{50}} = 8,4 P^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{\%2}} \right) (\xi_{m-1,0})^{-0,5} \quad [8]$$

$$\xi_{m-1,0} \geq \xi_k, \quad \frac{H_s}{\Delta D_{50}} = 1,3 P^{-0,13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{\%2}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{m-1,0})^P \quad [9]$$

Denklem 8 ve Denklem 9’da $H_{\%2}$ bir fırtına için aşılma olasılığı %2 olan dalgaların yüksekliğini göstermektedir. Çalışma kapsamında bu değer sığ suda Battjes ve Groenendijk [32] tarafından verilen yöntemle bulunmaktadır.

Bu çalışmada hasar parametresi (S), Van der Meer [4]’e göre hasar başlangıç değeri olarak kabul edilen $S=2$ olarak kullanılmıştır. Bununla birlikte, AYGM [1] fırtına süresi bilgisi olmadığı koşullarda dalga sayısının 3000 olarak alınmasını önermektedir. Ayrıca, Van Gent vd. [5] formülleri en yüksek 3000 dalga altında yapılan testlerle ortaya koyulmuştur. Bu nedenlerle, bu çalışma boyunca yapılan hesaplamalarda dalga sayısı 3000 olarak kabul edilmiştir. Van der Meer [4] ve Van Gent vd. [5] yaklaşımlarının her ikisinde de kullanılan geçirimsizlik (P) katsayısı, ülkemizde sıklıkla kullanılan dalgakıran tip kesiti göz önüne alınarak 0,4 olarak kabul edilmiştir. Bu tip kesitinde koruma tabakasında iki sıra taş kullanılmakta, geçirimli çekirdek ile koruma tabakası arasında geçirimli filtre tabakası bulunmaktadır.

Dalga aşması çalışmalarında AYGM [1] tarafından EurOtop [6] yaklaşımının kullanılması önerilmektedir. EurOtop [6] yaklaşımında taş dolgu kıyı koruma yapıları için “ortalama değer” ve “tasarım” yaklaşımları olmak üzere iki farklı grupta denklemler önerilmektedir. Bu çalışmada tasarıma yönelik yaklaşım kullanılarak hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Denklem 10’da dik şevler (1:2’den 4:3’e kadar olan şevler) için verilen formül, Denklem 11’de ise yatık şevler (1:2’den yatık şevler) için verilen formül sunulmaktadır. Yatık şevler söz konusu olduğunda, Denklem 11’e ek olarak Denklem 10 kullanılarak da hesaplamalar yapılması ve Denklem 11 ile hesaplanan değerlerin Denklem 10 ile hesaplanan değerlerden büyük olması durumunda, Denklem 10’nun baz alınması önerilmektedir.

$$\frac{q}{\sqrt{g} H_s^3} = 0,1035 \exp \left[- \left(1,35 \frac{R_c}{H_s \gamma_f \gamma_\beta} \right)^{1,3} \right] \quad [10]$$

$$\frac{q}{\sqrt{g} H_s^3} = \frac{0,026}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp \left[- \left(2,5 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} H_s \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v} \right)^{1,3} \right] \quad [11]$$

Denklem 10 ve 11’de q izin verilen birim uzunluktaki dalga aşma debisini, R_c serbest kret kotunu, γ_f pürüzlülük azaltma katsayısını, γ_β açıyla gelen dalgalar için düzeltme katsayısını, γ_b basamaklı yapılar için düzeltme katsayısını ve γ_v şev sonunda yer alabilecek duvar için verilen düzeltme katsayısını göstermektedir.

Bu çalışma kapsamında yapılan dalga aşması hesaplamalarında, izin verilen birim dalga aşması debi miktarı 10 lt/s/m olarak alınmış ve bu değere göre serbest kret kotundaki değişim hesaplanmıştır.

4. ÖRNEK UYGULAMALAR

Bu çalışmada sunulan örnek uygulamalar Karadeniz, Ege Denizi ve Akdeniz’de bulunan üç farklı proje alanında yapılan “danışmanlık projeleri” verileri kullanılarak yapılmıştır. Projelerin sözleşme hususları sebebiyle proje alanları, projelerin ayrıntıları ve tasarlanmış/inşa edilmiş kesitler ile ilgili bilgiler açık bir şekilde sunulamamaktadır. Fakat bu uygulamalarda kullanılan tasarım parametreleri çalışmanın akışı içerisinde verilmiştir. Çalışmanın devamında Karadeniz, Ege Denizi ve Akdeniz’den seçilen bu üç örnek sırasıyla Proje A, Proje B ve Proje C olarak anılmaktadır. Proje A’da bir taş dolgu kıyı koruma yapısı, Proje B ve Proje C’de ise bir taş dolgu dalgakıran çalışılmıştır. Seçilen proje alanlarına özgü olarak gerçekleştirilen bu hesaplamalarda kullanılan parametrelerin ileriki dönemlerde bu bölgelerde gerçekleştirilebilecek başka çalışmalar için doğrudan kullanılması uygun değildir. Her proje alanı için güncel literatür araştırması yapılması gerekmektedir.

Proje A, B ve C örnek uygulamalarında, tasarım dalga özellikleri proje yöresinde bulunan meteoroloji ölçüm istasyonlarından elde edilen rüzgâr hızı ve yönü verileri ile The European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF, Avrupa Orta Vadeli Hava Tahminleri Merkezi) tarafından proje alanına yakın bir noktada alınan rüzgâr hızı ve yönü verileri karşılaştırmalı bir şekilde çalışılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucu tercih edilen veri kaynakları kullanılarak elde edilen sonuçlar bu çalışmada doğrudan sunulmakta, verilerin analizi ile ilgili tartışmalar makalenin konusu içerisinde olmadığı için burada verilmemektedir. Buna göre Proje A ve Proje B için derin deniz dalga özellikleri ECMWF tarafından proje alanına yakın bir nokta için deniz seviyesinden 10 m yüksekte verilen rüzgâr hızı ve yönü verisi kullanarak tahmin edilmiştir. Proje C için ise Yumurtalık Meteoroloji İstasyonu’ndan alınan ve deniz seviyesinden 10 m yüksekte verilen rüzgâr hızı ve yönü verisi Hsu [33] tarafından önerilen yöntemle karadan denize taşındıktan sonra kullanılmıştır. Dalga özelliklerinin tahmini ODTÜ İnşaat Mühendisliği Deniz Mühendisliği Araştırma Merkezi’nde geliştirilen “Derin Deniz Dalga Tahmin Matematik Modeli, W61” kullanılarak yapılmıştır [34, 35]. Bu modelde belirli bir yönden gelen fırtına içindeki her saatte oluşmuş saatlik rüzgâr hız ve yön bilgileri ve bu yönlere ait etkin kabarma uzunlukları kullanılmaktadır. Buna göre rüzgârın deniz yüzeyinde oluşturduğu sürtünme kuvveti ile oluşan enerjinin zaman içinde oluşumu, gelişimi ve sönümlenmesi hesaplanmakta ve saatlik ortalama belirgin dalga özellikleri fırtına süresi boyunca belirlenmektedir. Tahmin edilen saatlik dalga özellikleri kullanılarak yapılan en büyük değer dalga istatistiği çalışmalarıyla seçilen yineleme periyoduna sahip dalgaların özellikleri Goda [10] tarafından verilen yöntemle uygun olarak FT-I (Gumbel), FT-II, Log-Normal ve Weibull olasılık dağılımları değerlendirilerek belirlenmiştir. Bu çalışmada sunulan örnek uygulamaların hepsinde yineleme periyodu 100 yıl olarak seçilmiştir. Örnek uygulamalarda proje alanı batimetrisi incelenerek ortalama taban eğimleri bulunmuştur. Ortalama taban eğiminin derin deniz sınırından kıyı çizgisine kadar sabit bir şekilde devam ettiği kabul edilmiştir. Dalga dönüşümü hesaplamalarının yapıldığı NSW sayısal modelinde ise hesaplama ağı aralığı 5 m olarak alınmıştır. Bu değer, çözüm sonuçlarının hesaplama ağı aralığından bağımsız olmasını sağlayacak şekilde belirlenmiştir. Ortalama su seviyesinde meydana gelen değişimlerin taş dolgu kıyı koruma yapılarının tasarımına etkisi Bölüm 3’te açıklanan yöntem kullanılarak hesaplanmış ve uygulamaların hepsinde kıyı koruma yapısının gövde kesitleri göz önüne alınmıştır. Hudson [2] yaklaşımı ile hesaplanan ocak taşı büyüklüklerinin Proje A ve Proje C uygulamalarında doğal limitlerin üzerinde olması sebebiyle her üç uygulama bölgesinde küp ve dolos beton bloklar için de hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Küp beton bloklar, ocak

taşlarına benzer şekilde kendi kütleleriyle yapı stabilitesini sağladıkları; dolos beton bloklar ise kendi kütlelerine ek olarak kitlenme özellikleriyle de yapı stabilitesini arttırdıkları için tercih edilmişlerdir. Benzeri şekilde serbest kret kotu hesaplamalarında da ocak taşlarının yanısıra küp ve dolos beton bloklar için işlemler yapılmıştır. Proje A için küp ve dolos beton bloklar ile yapılan uygulamalarda diğer projelerden farklı bir yol izlenmiştir. Proje A'da seçilen kesitin şev eğimi ocak taşı kullanılarak 1:5 olarak belirlenmiştir. Ancak, küp ve dolos beton bloklar uygulamalarında 1:5 gibi yatık bir eğim kullanılmamaktadır. Bu sebeple, Proje A için küp ve dolos beton bloklar ile yapılan uygulamalarda şev eğimi 1:2 alınmıştır. Öte yandan CIRIA vd. [3] yaklaşımı sadece ocak taşları için verildiğinden, bu yaklaşımla ilgili hesaplamalar ocak taşlarıyla sınırlı tutulmuştur. Her üç proje alanı için kullanılan tasarım parametreleri Tablo 1'de verilmektedir.

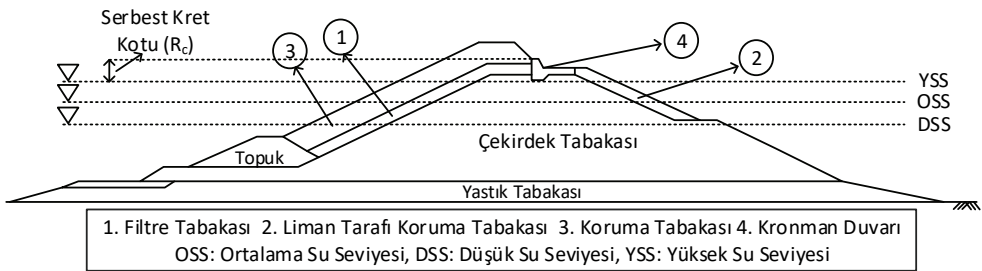
Tablo 1 - Örnek uygulamalarda kullanılan tasarım parametreleri

Parametreler	Proje A	Proje B	Proje C
Yineleme Periyodu (yıl)	100	100	100
Derin Deniz Belirgin Dalga Yüksekliği, H_{s0} (m)	8,00	4,05	5,7
Derin Deniz Pik Dalga Dikliği, S_0	0,0341	0,0377	0,0397
Derin Deniz Yaklaşma Açısı, α_0 (°)	52,5	22,5	0.0
Taban Eğimi, m	1:30	1:10	1:30
Dalga Sayısı, N	3000		
Seçilen Kesitin Önünde Ölçülen Su Derinliği (m)	11,5	11,0	16,0
Ortalama Su Seviyesinde Meydana Gelen Değişimler			
Gel-Git (m)	± 0,150	± 0,150	± 0,150
Mevsimsel Değişimler (m)	± 0,095	± 0,040	± 0,085
Fırtına Kabarması (m)	± 0,800	± 0,405	± 0,570
Küresel Isınmaya Bağlı Su Seviyesi Değişimi (m)	+0,800		
Kaba, Köşeli Ocak taşı için Kullanılan Tasarım Parametreleri			
Şev Eğimi	1:5	1:2,5	1:2
Hudson Stabilite Katsayısı, Kırılmayan Dalgalar ¹ (K_D)	4,0		
Hudson Stabilite Katsayısı, Kırılan Dalgalar ¹ (K_D)	2,0		
Geçirimlilik, P	0,4		
Van der Meer Hasar Parametresi, S	2		
Pürüzlülük Katsayısı (iki sıra, geçirimli çekirdek) (γ_f)	0,40		

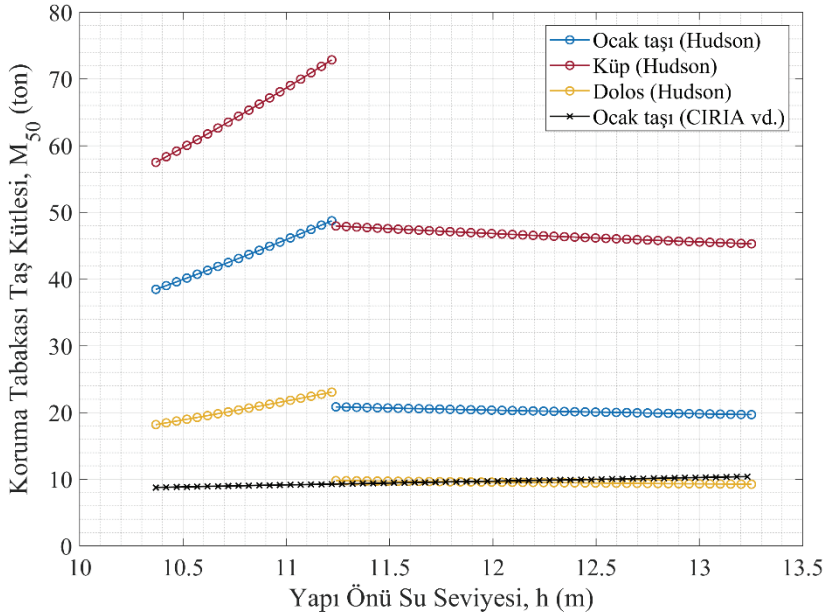
Tablo 1 - Örnek uygulamalarda kullanılan tasarım parametreleri (devamı)

Parametreler	Proje A	Proje B	Proje C
Küp Beton Bloklar için Kullanılan Tasarım Parametreleri			
Şev Eğimi	1:2	1:2,5	1:2
Hudson Stabilite Katsayısı, Kırılmayan Dalgalar (K_D)	6,5	7,5	6,5
Hudson Stabilite Katsayısı, Kırılan Dalgalar (K_D)	5,0	6,0	5,0
Pürüzlülük Katsayısı (iki sıra, düzensiz) (γ_f)	0,47		
Dolos Beton Bloklar için Kullanılan Tasarım Parametreleri			
Şev Eğimi	1:2	1:2,5	1:2
Hudson Stabilite Katsayısı, Kırılmayan Dalgalar ² (K_D)	31,8		
Hudson Stabilite Katsayısı, Kırılan Dalgalar ² (K_D)	15,8		
Pürüzlülük Katsayısı (γ_f)	0,43		
Dalga Aşması Hesaplamalarında Kullanılan Diğer Tasarım Parametreleri			
Basamaklı Yapılar için Düzeltme Katsayısı (γ_b)	1,0		
Şev Sonunda Yer Alan Duvar Düzeltme Katsayısı (γ_v)	1,0		
¹ AYGM [1]'de 1:5 şev eğiminde ocak taşı için verilen bir değer bulunmadığından, 1:3 şev eğimi için verilen değerler kullanılarak güvenli tarafta kalınmıştır.			
² Dolos için 1:2 ve 1:3 şev eğimlerinde verilen değerler aynı olduğu için, 1:2,5 şev eğimi için de bu değerler alınmıştır.			

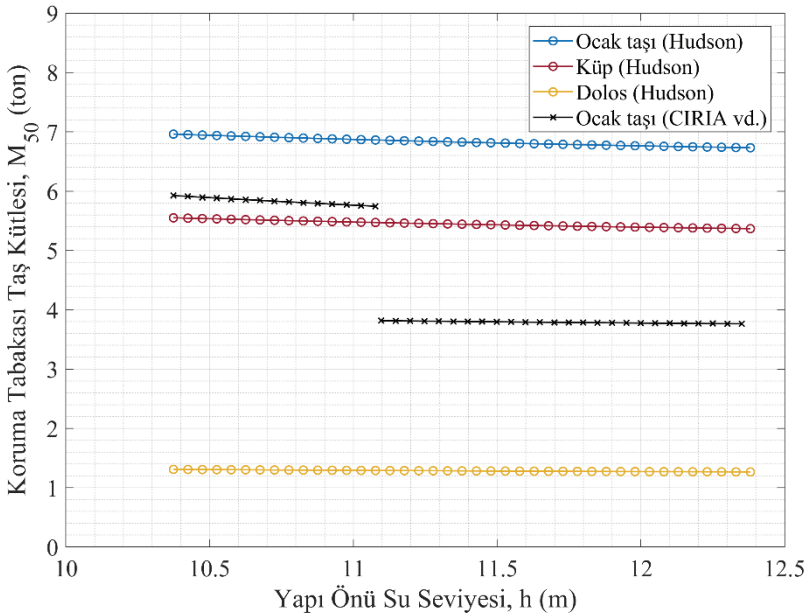
Tablo 1'de verilen parametrelerin daha iyi anlaşılabilmesi için Şekil 1'de örnek bir kesit üzerinde yapısal elemanlar, ortalama su seviyesi (OSS), düşük su seviyesi (DSS) ve yüksek su seviyesi (YSS) gösterilmiştir. Tasarım derinliği YSS ve DSS arasında bir derinlik olarak ortaya çıkabilmektedir.



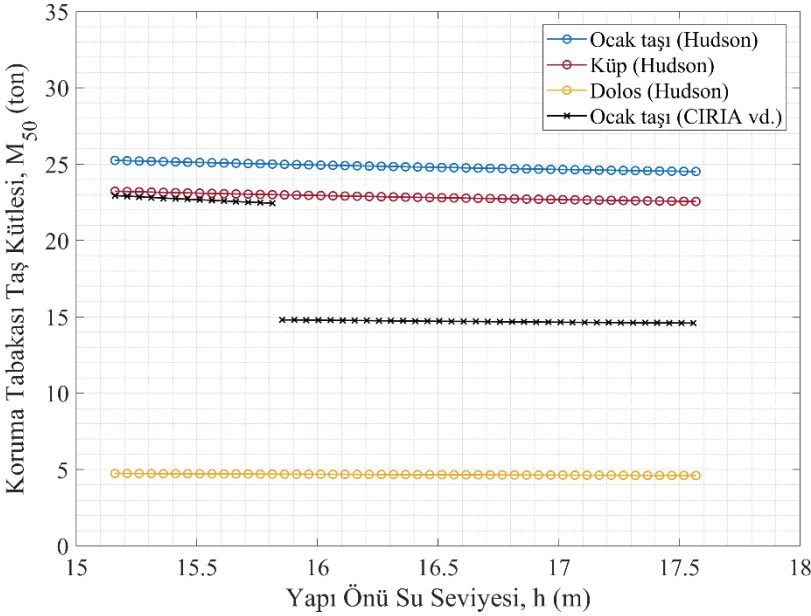
Şekil 1 - Taş Dolgu Dalgakıranlara İlişkin Yapısal Tanımlar (AYGM [1] baz alınarak hazırlanmıştır.)



Şekil 2 - Proje A için Hudson [2] ve CIRIA vd. [3] yaklaşımlarıyla hesaplanan koruma taş kütlelerinin ile yapı önü su seviyesine göre değişimi



Şekil 3 - Proje B için Hudson [2] ve CIRIA vd. [3] yaklaşımlarıyla hesaplanan koruma taş kütlelerinin ile yapı önü su seviyesine göre değişimi



Şekil 4 - Proje C için Hudson [2] ve CIRIA vd. [3] yaklaşımlarıyla hesaplanan koruma taş kütlesinin ile yapı önü su seviyesine göre değişimi

Proje A, Proje B ve Proje C alanları için Tablo 1’de verilen tasarım parametreleri ile Hudson [2] ve CIRIA vd. [3] yaklaşımları kullanılarak ve yapı önü su seviyesi değiştirilerek yapılan koruma tabakası taş kütlesi hesaplamalarının sonuçları sırasıyla Şekil 2, Şekil 3 ve Şekil 4’te verilmektedir.

Şekil 2’de görüleceği üzere Proje A yöresinde Hudson [2] yaklaşımı ve ocak taşı kullanılarak yapılan çalışmalarda taş büyüklükleri doğal ocak taşı büyüklüklerinin üzerindedir. Hudson [2] yöntemi kullanılarak bulunan küp blokların kütleleri şev eğimi daha dik alındığı için Hudson [2] yaklaşımı ile hesaplanan ocak taşı kütlelerinden yüksek değerlerdedir. Küp beton bloklarda ise görece düşük su seviyelerinde 60-70 ton mertebesinde yer alan beton blok büyüklükleri, görece yüksek su seviyelerinde 45-50 ton değerlerine düşmektedir. Dolos beton bloklar için yapılan hesaplamalarda ise görece düşük su seviyelerinde 18-24 ton seviyesindeki beton blok büyüklüklerinin, görece yüksek su seviyesinde yaklaşık 10 ton mertebesinde olduğu görülmektedir. Diğer bir deyişle, düşük su seviyelerindeki beton blok kütleleri yüksek su seviyelerinde beton blok kütlelerine göre %60’a varan oranlarda daha büyüktür. Sonuç olarak, Proje A yöresinde kullanılan tasarım parametreleri dikkate alındığında Hudson [2] yaklaşımı için daha kritik tasarım koşullarının düşük su seviyelerinde ortaya çıkmaktadır. Bu kesit için yapılan uygulamada, su seviyesi yükseldikçe Hudson [2] yöntemine göre yapının tasarım koşulu kırılan dalgalar koşulundan, kırılmayan dalgalar koşuluna dönmüştür. Diğer bir deyişle, en yüksek su seviyesi bu kesit için en kritik koşul olmamakta, daha düşük su seviyeleri daha kritik tasarım koşulları ortaya çıkarmaktadır. CIRIA vd. [3] yaklaşımı kullanıldığında ise projenin bu kesiti için yapı önü su seviyesi arttıkça koruma tabakasında kullanılması gereken taş kütlesi de artmaktadır. Bu metot göz

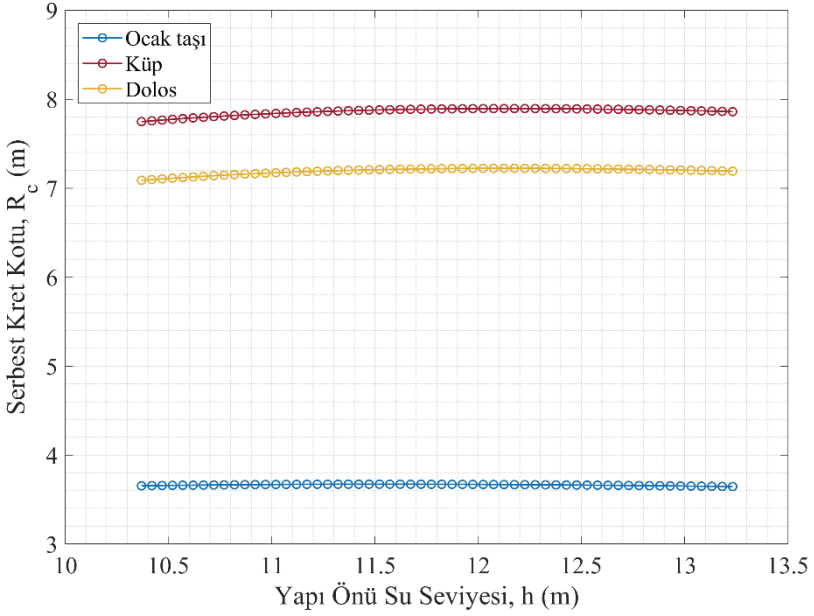
önüne alındığında en kritik koşulun alışlagelmiş tasarım yönteminde olduğu gibi en yüksek su seviyesi olduğu görülmektedir. Bu durumun sebebi ise göz önüne alınan su seviyelerinin o derinlikteki belirgin dalga yüksekliğine oranlarının (h/H_s) tümünün 3'ten küçük olması ve dolayısıyla CIRIA vd. [3] tarafından önerilen tasarım yaklaşımına göre Van Gent vd. [5] formülünün kullanılması gereken bölgede kalmış olmasıdır.

Şekil 3 incelendiğinde, Proje B yöresi için Hudson [2] yaklaşımı kullanılarak yapılan hesaplamalarda yapının ekonomik ömrü boyunca gözlenebilecek su seviyelerinde kullanılması gereken taş ve beton blok büyüklükleri neredeyse değişmediği görülmektedir. Diğer bir deyişle, tasarım derinliğinin en yüksek su seviyesi veya daha düşük su seviyelerinden birisi olarak alınmasının verilen tasarım parametreleri kullanıldığında projenin bu kesitinde sonuca etkisi önemli olmamaktadır. CIRIA vd. [3] yaklaşımı kullanıldığı durumda ise Şekil 3'te görülebileceği üzere yapı önu su seviyesi arttıkça koruma tabakasında kullanılması gereken taş kütlesi 5,5-6 ton mertebesinde 3,5-4 ton mertebesine düşmektedir. Yüzdesel olarak bakıldığında bu farklılık %50'ye karşılık gelmektedir. Bu durumun sebebi su seviyesinin yükseldiği durumlarda yapı önu su seviyesinin yapı önu belirgin dalga yüksekliğine oranının (h/H_s) 3'ten küçükken, 3'ten büyük değerlere geçmesidir. Diğer bir deyişle, CIRIA vd. [3] tarafından önerilen metoda göre düşük su seviyelerinde Van Gent vd. [5] metodu kullanılırken, yüksek su seviyelerinde Van der Meer [4] metodunun kullanılmasından dolayı bu farklılık oluşmaktadır. Sonuç olarak bu yöntemin koruma tabakası taş kütlesi hesaplarında kullanılması durumunda bu kesit ve dalga koşulları için düşük su seviyelerinin daha kritik sonuçlar verdiği görülmüştür.

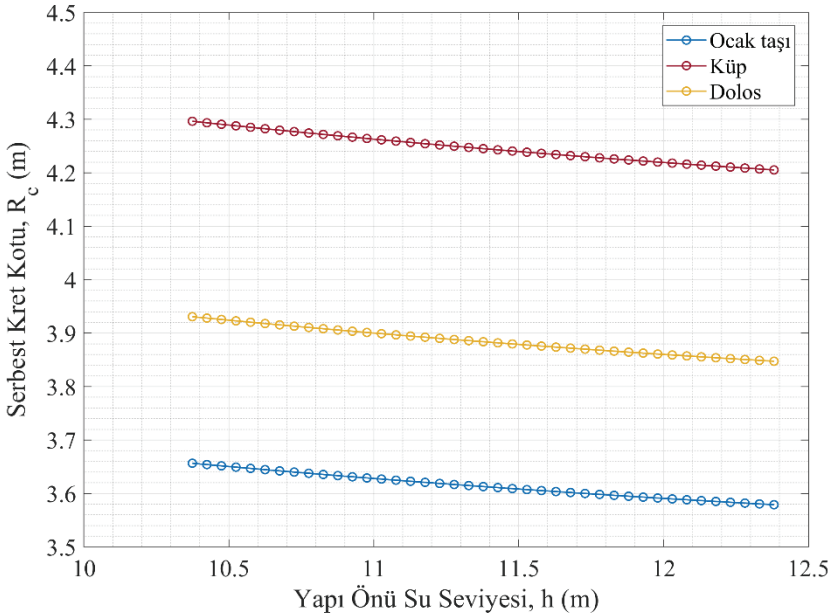
Şekil 4'e göre, Proje C yöresi için Hudson [2] yaklaşımı kullanılarak hesaplanan ocak taşı büyüklükleri doğal limitlerin üzerindedir. Beton bloklarda ise ortalama su seviyesinin değişiminin bu kesit için taş kütlesine önemli bir etkisinin olmadığı görülmüştür. Proje B için için yapılan örnek uygulamada olduğu gibi, Şekil 4'te görülebileceği üzere bu kesit ve tasarım parametreleri kullanılarak CIRIA vd. [3] yaklaşımına göre yapılan hesaplamalarda yükselen su seviyesi Proje C yöresi için de daha az kritik bir koşul oluşturmuştur. Bu durum görece düşük su seviyelerinde Van Gent vd. [5] yaklaşımı kullanılırken, görece yüksek su seviyelerinde Van der Meer [4] yaklaşımının kullanılması sebebiyle ortaya çıkmaktadır. Fakat Van Gent vd. [5] yöntemiyle hesaplanan ocak taşı büyüklüklerinin doğal limitlerin üzerinde olması, Van der Meer [4] yöntemiyle hesaplanan ocak taşı büyüklüklerinin ise doğal limitlerin sınırında olması (yaklaşık 14 ton) sebepleriyle bu tasarım parametreleri ve kesit için beton blok kullanımının değerlendirilmesi gerekmektedir.

Proje A, Proje B ve Proje C alanları için Tablo 1'de verilen tasarım parametreleri ile EurOtop [6] yaklaşımı kullanılarak ve yapı önu su seviyesi değiştirilerek yapılan serbest kret kotu hesaplamalarının sonuçları sırasıyla Şekil 5, Şekil 6 ve Şekil 7'de verilmektedir.

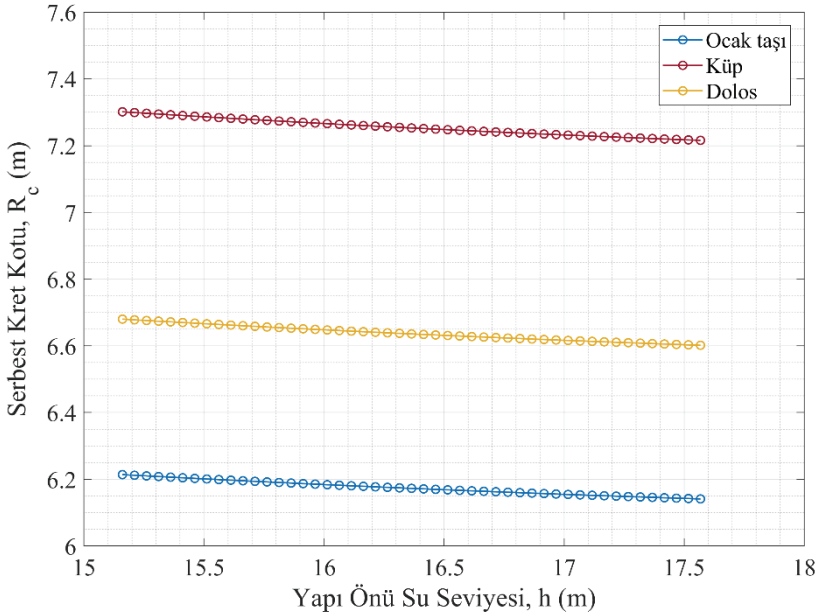
Şekil 5'te görüldüğü üzere, Proje A yöresinde hem ocak taşı hem de beton bloklar için yapı önu su seviyesi arttıkça serbest kret kotunun değeri artmakta, bir süre sonra serbest kret kotu hesaplamaları için çok küçük olarak değerlendirilebilecek miktarlarda (1-2 cm) azalmıştır. Dolayısıyla dalga aşması hesaplamalarında bu kesit ve tasarım koşulları için en kritik koşulların en yüksek su seviyesinde hesaplanan değerlere yakın olduğu görülmektedir. Bununla birlikte, pürüzlülük katsayısına bağlı olarak serbest kret kotunun en yüksek değeri küp bloklarda, en düşük değeri ise ocak taşlarında aldığı görülmüştür.



Şekil 5 - Proje A için EurOtop [6] yaklaşımı ile hesaplanan serbest kret kotunun yapı önü su seviyesine göre değişimi



Şekil 6 - Proje B için EurOtop [6] yaklaşımı ile hesaplanan serbest kret kotunun yapı önü su seviyesine göre değişimi



Şekil 7 - Proje C için EurOtop [6] yaklaşımı ile hesaplanan serbest kret kotunun yapı önu su seviyesine göre değişimi

Proje B yöresi için serbest kret kotunun değeri Şekil 6'da verildiği üzere yapı önu su seviyesi arttıkça azalmaktadır. Ancak bu azalma kıyı mühendisliği uygulamaları açısından önemsenmeyecek düzeydedir (6-8 cm). Bu kesit ve tasarım koşulları için tasarım derinliği yapının ömrü boyunca karşılaşılabilecek herhangi bir su seviyesi olarak alınabilir. Bununla birlikte, Proje A yöresi için yapılan uygulamada da görüldüğü gibi küp beton blokların kullanılması durumunda, izin verilen dalga aşması miktarını sağlayabilmek için dolos beton bloklara ve ocak taşına nazaran daha yüksek serbest kret kotu kullanılması gerekmektedir.

Şekil 7 incelendiğinde, Proje C yöresinde yapı önu su seviyesi arttıkça serbest kret kotunun değeri önemsenmeyecek düzeyde (5-6 cm) azaldığı görülmektedir. Dolayısıyla dalga aşması hesaplamalarında bu kesit ve tasarım koşulları için tasarım derinliğinin önemli bir etkisi görülemez. Bununla birlikte, Proje A ve Proje B için verilen sonuçlarda da gözlemlendiği gibi serbest kret kotu pürüzlülük katsayısına bağlı olarak en yüksek değerini küp beton bloklar göz önüne alınarak yapılan hesaplamalarda, en düşük değerini ise ocak taşı kullanıldığı durumda almaktadır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada taş dolgu kıyı koruma yapılarının ekonomik ömürleri boyunca karşılaşılabilecekleri kısa ve uzun dönemli ortalama su seviyesi değişikliklerinin yapıların tasarımına ve performansına etkileri deterministik bir yaklaşımla incelenmiştir. Bu

incelemede Karadeniz, Ege Denizi ve Akdeniz'de seçilen üç proje alanında örnek uygulamalar yapılmıştır.

Bu çalışma ile elde edilen sonuçlar ülkemizde kullanılan tasarım esaslarında [1] tasarım derinliğinin bulunması için önerilen yöntemin uluslararası ölçekte yaygın bir şekilde kullanılan tasarım esaslarından [2, 3] farklılığının sebebini ortaya koymaktadır. Çalışmada taş dolgu dalgakıranların koruma tabakalarının tasarımı için en kritik su seviyesinin en yüksek su seviyesi olabileceği gibi, yapının ömrü boyunca karşılaşılabilecek en düşük su seviyesi ile en yüksek su seviyesi arasındaki herhangi bir değer de olabileceği seçilen proje alanları özelinde AYGGM [1] tarafından önerilen Hudson [2] ve CIRIA vd. [3] yaklaşımları için örneklenmiştir. Bu örneklerde seçilen proje alanları için daha düşük su seviyelerinde, daha yüksek su seviyelerine göre %60'a varan oranda daha büyük taş kütleleri hesaplanmıştır. Bu durumun temel sebebinin Hudson [2] yaklaşımı için yapı önü su seviyesi yükseldikçe kırılan dalgalar bölgesinden, kırılmayan dalgalar bölgesine geçiş olduğu belirtilmiş; CIRIA vd. [3] tarafından önerilen yaklaşım için ise Van Gent vd. [5] metodundan Van der Meer [4] metoduna geçişin bu farklılığa sebep olduğu ifade edilmiştir. Öte yandan, dalga aşmasına bağlı olarak belirlenen serbest kret kotu değerinin yükselen su seviyesi ile yükselebileceği, sabit kalabileceği veya mühendislik açısından önemsenmeyecek düzeyde azalabileceği EurOtop [6] tarafından verilen ve AYGGM [1] tarafından önerilen yaklaşım kullanılarak ortaya konmuştur. Koruma tabakasında kullanılacak taş kütlelerinin hesaplanmasında %60'a varan oranda farklılıklar görülmesi, AYGGM [1] tarafından önerilen tasarım derinliği bulma yönteminin önemini göstermektedir. Bu sebeple taş dolgu kıyı koruma yapılarının tasarımında yapının ekonomik ömrü boyunca oluşabilecek tüm su seviyelerinin tasarım derinliği belirlenirken göz önünde bulundurulması önerilmektedir.

Son yıllarda yapılan bazı araştırmalarda [36-38] iklim değişikliğinin kıyı koruma yapıları üzerinde yaratacağı olumsuz etkiler vurgulanmakta, özellikle ortalama su seviyesinde yaşanabilecek artışlara bağlı etkilerin giderilebilmesi için kıyı koruma yapılarının iyileştirilmesine yönelik çözümler önerilmektedir. Genel olarak ortalama su seviyesi arttıkça daha kritik tasarım koşulları oluşacağı öngörüldüğünden, ülkemizde de birçok kıyı koruma yapısının iyileştirilmeye ihtiyacı olacağı beklenmektedir. Öte yandan, bu çalışmada gösterilen örnekler, ortalama su seviyesinde gözlenebilecek artışların kıyı koruma yapılarının koruma tabakasında kullanılacak taş boyutlarının belirlenmesi açısından her zaman kritik olmadığını ortaya koymaktadır. Bu sebeple, ülkemizdeki kıyı koruma yapılarının iyileştirilmesine yönelik planlamalar yapının bulunduğu bölgenin ve yapının özgün özelliklerine göre değerlendirilmelidir. Bu değerlendirmelerde iklim değişikliğinin ortalama su seviyesinde yaratabileceği yükselmelerin yanı sıra rüzgâr ve dalga özelliklerinde oluşması beklenen değişimlerin de tartışılması önerilmektedir. Ancak, rüzgâr ve dalga özelliklerinde iklim değişikliğine bağlı değişimler ile ilgili yeterli veri olmadığından, bu çalışmada iklim değişikliği ile ilgili olarak yalnızca ortalama su seviyesinde yaratması beklenen etkiler değerlendirilmiştir.

Semboller

D_{50} : Taşların medyan nominal kübik çapı

H : tasarım dalga yüksekliğini

- $H_{\%2}$: Bir fırtına için aşılma olasılığı %2 olan dalgaların yüksekliği
H : Yapı önü su seviyesi
 $H_{1/10}$: Bir fırtına boyunca yapı önüne ulaşan dalgaların en yüksek %10'unun ortalaması
 H_s : Yapı önü belirgin dalga yüksekliği
 H_{s0} : Derin deniz belirgin dalga yüksekliği
 K_D : Hudson stabilite katsayısı
M : Taban eğimi
 M_{50} : Ortalama taş kütlesi
N : Dalga sayısı
Q : İzin verilen birim uzunluktaki dalga aşma debisi
 R_c : Serbest kret kotu
S : Van der Meer hasar parametresi
 S_0 : Derin deniz pik dalga dikliği
 T_m : Ortalama dalga periyodu
 $T_{m-1,0}$: Spektral dalga periyodu
 α : Yapı şev açısı
 α_0 : Derin deniz yaklaşma açısı
 γ_b : Basamaklı yapılar için düzeltme katsayısı
 γ_f : Pürüzlülük azaltma katsayısı
 γ_β : Açıyla gelen dalgalar için düzeltme katsayısı
 γ_v : Şev sonunda yer alabilecek duvar düzeltme katsayısı
 Δ : Göreceli özgül kütle
 ξ_k : Kritik kırılma parametresi
 ξ_m : Ortalama dalga periyodu dikkate alınarak hesaplanan kırılma parametresi
 $\xi_{m-1,0}$: Spektral dalga periyodu dikkate alınarak hesaplanan kırılma parametresi
 ρ_s : deniz suyunun özgül kütlelerini
 ρ_t : taşların özgül kütlelerini

Teşekkür

Önerileriyle bu çalışmaya destek olan Prof. Dr. Ayşen Ergin ve Dr. Işıkhhan Güler'e; çalışma kapsamında verileri kullanılan danışmanlık projelerinde emeği geçen ODTÜ İnşaat Mühendisliği Deniz Mühendisliği Araştırma Merkezi çalışanlarına teşekkür ederiz.

EK A: NSW Sayısal Modeli

NSW sayısal modeli Bölüm 3.2’de yapılan kabuller ile enerji denge denklemi ve doğrusal olmayan sıgı su denklemlerini çözmektedir. NSW’nun düzensiz dalgaların sıgılaşması ve kırınımının hesaplanabilmesi için çözdüğü ilk denklem olan enerji denge denklemi Karlsson [39] tarafından verilmiştir. Mase [40] dalga kırılması ve dönmesi ile ilgili terimler ekleyerek değiştirdiği enerji denge denkleminin 1-boyutlu hali Denklem A.1’de verilmektedir. Bu çalışmada 1-boyutlu bir çözüm yapıldığından dalga dönmesi ile ilgili terim bu denklemde verilmemiştir. Enerji denge denkleminin sayısal çözümü ileri yönde sonlu farklar yöntemi ile düzensiz batimetri üzerinde 1-boyutlu olarak gerçekleştirilmektedir [29].

$$\frac{\partial(E C_g \cos \theta)}{\partial x} = D_b g \rho \quad [\text{A.1}]$$

Denklem A.1’de E toplam dalga enerjisini, C_g dalgaların grup hızını (m/s), θ x ekseninden saat yönünün tersine olacak şekilde dalga yaklaşma açısını (radyan), D_b düzensiz dalga kırılmasından kaynaklı enerji kaybını, g yerçekimi ivmesini (9.81 m/s^2) ve ρ su özgül kütleini ifade etmektedir (kg/m^3). Toplam dalga enerjisi (E) Denklem A.2’de verilmektedir:

$$E = \frac{\rho g H_{rms}^2}{8} \quad [\text{A.2}]$$

Denklem A.2’de H_{rms} kök ortalama kare dalga yüksekliğini göstermektedir. Düzensiz dalga kırılmasından kaynaklı enerji akısındaki kayıp (D_b) Janssen ve Battjes [41] tarafından Denklem A.3’teki şekilde tanımlanmıştır.

$$D_b = \frac{1}{B} \frac{3\sqrt{\pi}}{16} f_p \frac{H_{rms}^3}{h} \left\{ 1 + \frac{4}{3\sqrt{\pi}} \left[\left(\frac{H_b}{H_{rms}} \right)^3 + \frac{3}{2} \left(\frac{H_b}{H_{rms}} \right) \right] \exp \left[- \left(\frac{H_b}{H_{rms}} \right)^2 \right] - \text{erf} \left(\frac{H_b}{H_{rms}} \right) \right\} \quad [\text{A.3}]$$

Denklem A.3’te B parametresi 1 olarak kabul edilmekte, f_p pik frekansı, erf hata fonksiyonunu ve H_b maksimum derinlik tarafından kontrol edilen dalga kırılma yüksekliğini göstermektedir. H_b Denklem A.4 ile hesaplanabilmektedir.

$$H_b = \gamma_b h \quad [\text{A.4}]$$

Denklem A.4’te h derinliği γ_b ise kırılma indisini göstermektedir. Kırılma indisinin doğru olarak belirlenmesi, dalgaların kırılmasından dolayı gerçekleşen enerji kaybını doğrudan etkilediğinden büyük önem taşımaktadır. Bu çalışmada kırılma indisi Camenen ve Larson

[42] tarafından literatürdeki kırılma indisiyle ilgili birçok çalışmayı ve deneyi inceleyerek ortaya koydukları yöntemle hesaplanmaktadır. Bu yönteme göre kırılma indisi Denklem A.5 ile hesaplanmaktadır.

$$\gamma_b = \frac{0,284}{\sqrt{S_0}} \tanh \left[f_* \pi \sqrt{S_0} \right] \quad [\text{A.5}]$$

Denklem A.5'te S_0 derin deniz dalga dikliğini ve f_* taban eğimine ve derin deniz dalga dikliğine bağlı ampirik bir fonksiyonu göstermektedir. Derin deniz dalga dikliği bu çalışmada derin deniz belirgin dalga yüksekliğinin derin deniz pik dalga boyuna oranı olarak hesaplanmaktadır. f_* fonksiyonu ise Denklem A.6 ile verilmektedir.

$$f_* = a_1 + a_2 \sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{m}{m_{\max}} \right)^\alpha \right] \quad [\text{A.6}]$$

Denklem A.6'da a_1 , a_2 ve α uyum parametrelerini, m_{\max} fonksiyonun değerinin maksimum değerine ulaştığı taban eğimini, m ise gerçek taban eğimini göstermektedir. Uyum parametrelerinden a_1 0,87 olarak alınırken, a_2 Denklem A.7 ve α Denklem A.8 kullanılarak hesaplanmaktadır. m_{\max} değeri ise Denklem A.9 ile verilmektedir.

$$a_2 = 0,32 + 14S_0 \quad [\text{A.7}]$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 + 14S_0 & m \leq m_{\max} \\ \alpha &= -(1 + 20S_0) & m > m_{\max} \end{aligned} \quad [\text{A.8}]$$

$$m_{\max} = 0,10 + 1,6S_0 \quad [\text{A.9}]$$

NSW sayısal modelinde ortalama su seviyesinde meydana gelen dalga kabarması/alçalması değişikliklerinin hesaplanabilmesi için Denklem A.10 ve Denklem A.11'de verilen 1-boyutlu doğrusal olmayan sıvı su denklemleri çözülmektedir.

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} [u(h + \bar{\eta})] = 0 \quad [\text{A.10}]$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} + \frac{1}{\rho(h + \bar{\eta})} F_x = 0 \quad [\text{A.11}]$$

Denklem A.10 ve Denklem A.11'de $\bar{\eta}$ ortalama su seviyesi değişimini (m), u x-yönündeki derinlik ortalamalı akım hızını (m/s), h ortalama su seviyesini (m) ve F_x su kütlesine dalga

yayımlı gerilmeleri ve yüzey girdapları sebebiyle etkiyen gerilme akısının toplamını göstermektedir. Bu denklemlerde t zamanı göstermekle beraber, denklemler kararlı durum için çözüldüğünden zamana bağlı türevlerin değeri sıfır olarak kabul edilmiştir. Bu çalışma kapsamında 1-boyutlu doğrusal olmayan sığ su denklemleri, taşınım terimi göz ardı edilerek doğrusallaştırılmıştır. Böylece, $\bar{\eta}$ sadece Denklem A.12’de verilen momentum denkleminin çözümü ile bulunmaktadır:

$$g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} + \frac{1}{\rho(h + \bar{\eta})} F_x = 0 \quad [\text{A.12}]$$

F_x terimi Goda [10] tarafından Denklem 13’teki gibi verilmiştir:

$$F_x = \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial(2 E_{sr} \cos^2 \theta)}{\partial x} \quad [\text{A.13}]$$

Bu denklemde S_{xx} x-yönündeki gerilme akısını, E_{sr} yüzey girdaplarının kinetik enerjisini, θ ortalama dalga yaklaşma açısını göstermektedir. S_{xx} Longuet-Higgins ve Stewart [43] tarafından Denklem A.14’deki gibi tanımlanmıştır:

$$S_{xx} = E \left[n(\cos^2 \theta + 1) - 0.5 \right] \quad [\text{A.14}]$$

Denklem A.14’te E toplam dalga enerjisini, n ise dalgaların grup hızının dalga hızına oranını göstermektedir. Tajima ve Madsen [44] yüzey girdaplarının kinetik enerjisini (E_{sr}) şu şekilde tanımlamaktadır:

$$E_{sr} = \frac{\rho A_{sr} C}{2T} \quad [\text{A.15}]$$

Denklem A.15’te A_{sr} yüzey girdaplarının alanını, C dalga süratini ve T dalga periyodunu göstermektedir. Bu çalışmada dalga periyodu olarak pik dalga periyodu (T_p) kullanılmıştır. Kinetik enerjinin düzensiz bir batimetri üzerindeki değişimi, Denklem A.16’da verilen 1-boyutlu gelişim denkleminin çözümünüyle bulunmaktadır:

$$\alpha \rho g \frac{\partial(m_0 C_g \cos(\theta))}{\partial x} + \frac{\partial(E_{sr} C \cos(\theta))}{\partial x} = - \frac{K_{sr} E_{sr} C}{h} \quad [\text{A.16}]$$

Bu denklemde α 0 ve 1 arasında değerler alan enerji transferi katsayısını, m_0 toplam enerji yoğunluğunu, K_{sr} yüzey girdapları kinetik enerjisinin kayıp oranını ifade etmektedir. K_{sr} Tajima ve Madsen [44] tarafından Denklem A.17 ile verilmiştir:

$$K_{sr} = \frac{3}{8}(0,3 + 2,5m) \quad [A.17]$$

Denklem A.17’de m her bir hesaplama ağı aralığındaki taban eğimini belirtmektedir. Yukarıda verilen tanımlar ile birlikte momentum korunumu denklemi Denklem A.18’te verildiği hali almakta ve bu denklem NSW sayısal modelinde ileriye doğru sonlu farklar yöntemi ile kararlı bir çözüme ulaşana değin tekrarlı olarak çözülmektedir.

$$g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} + \frac{1}{\rho(h + \bar{\eta})} \left[\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial (2 E_{sr} \cos^2 \theta)}{\partial x} \right] = 0 \quad [A.18]$$

Kaynaklar

- [1] AYGEM (Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü), Kıyı Yapıları Planlama ve Tasarım Teknik Esasları. T.C. Ulaştırma, Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı, Ankara, Türkiye, 2016.
- [2] CERC (Coastal Engineering Research Center), Shore Protection Manual. USACE, Vicksburg, Mississippi, ABD, 1984.
- [3] CIRIA, CUR, CETMEF. The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2. Baskı). C683, CIRIA, Londra, İngiltere, 2007.
- [4] Van der Meer, J.W., Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Doktora Tezi, Delft Üniversitesi, Hollanda, 1988.
- [5] Van Gent, M.R.A., Smale, A.J., Kuiper, C., Stability of Rock Slopes with Shallow Foreshores. 4. Uluslararası Kıyı Yapıları Konferansı Bildirileri Kitabı, Portland, ABD, 2004.
- [6] EurOtop. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. ve Zanuttigh, B., www.overtopping-manual.com. 2016.
- [7] Simav, M., Okay, H., Gürer, A., Akçakaya, M., Yılmaz, S., Akça, M., Çakmak, R., Karaböce, B., Sadıkoğlu, E., Doğan, U., Türkiye Yükseklik Sisteminin Modernizasyonu ve Gravite Altyapısının İyileştirilmesi Projesi. TMMOB Harita ve Kadastro Mühendisleri Odası 15. Türkiye Harita Bilimsel ve Teknik Kurultayı, 25-28 Mart 2015, Ankara, 2015.
- [8] Reeve, D., Chadwick, A., Fleming, C., Coastal Engineering: Processes, Theory and Design Practice”, Spon Press, Taylor & Francis, 2004.
- [9] Alpar, B., Dogan, E., Yüce, H., Altıok, H., Sea Level Changes along the Turkish Coasts of the Black Sea, the Aegean Sea and the Eastern Mediterranean. Med. Marine Science, 1, 141-156, 2000.

- [10] Goda, Y., Random Seas and Design of Maritime Structures, 3. Basım. World Scientific, 2010.
- [11] SMHI (Swedish Meteorological and Hydrological Institute), Air Pressure and Sea Level. Web Sitesi: <https://www.smhi.se/en/theme/air-pressure-and-sea-level-1.12266>, En son giriş tarihi: 25 Temmuz 2018, 2018.
- [12] Yu, D., Analysis on Impact of the Coriolis Forces on Flow in the Yangtze River Estuary. 3. Çin-Alman Birleşik Kıyı ve Okyanus Mühendisliği Sempozyumu, National Cheng Kung Üniversitesi, Tainan, November 8-16 2006, 2006.
- [13] Suh, K.D., Kim, S-W., Mori, N., Mase, H., Effect of Climate Change on Performance-based Design of Caisson Breakwaters. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 138(3), 215-225, 2012.
- [14] Shimosako, K., Takahashi, S., Reliability Design Method of Composite Breakwater using Expected Sliding Distance. Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Yokosuka, Japan, 1998. (Japonca)
- [15] Kim, T. M., Takayama, T., Computational Improvement for Expected Sliding Distance of a Caisson-type Breakwater by Introduction of a Doubly-truncated Normal Distribution. Coastal Engineering Journal, 45 (3), 387-419, 2003.
- [16] T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Türkiye İklim Değişikliği 6. Bildirimi, 2015.
- [17] Ozyurt, G., Kirezci, C., Guler, H. G., Baykal, C., Yalciner, A. C., Pelinovsky, E., Zaytsev, A., Kurkin, A., Observations of Extreme Waves at South Coast of Black Sea. IUGG Genel Toplantısı 2015, 22 Haziran-2 Temmuz 2015, Prag, Çek Cumhuriyeti, 2015.
- [18] Alpar, B., Doğan, E., Yüce, H., On the Long Term (1935-1976) Fluctuations of the Low Frequency and Main Tidal Constituents and their Stability in the Gulf of Antalya. Turkish Journal of Marine Science 1, 13-22, 1995.
- [19] Belokopytov, V., Goryachkin, Y., Sea Level Changes in the Black Sea (1923-1997). Mitchum, Gary (Ed), IOC Çalıştay Raporu, 1999.
- [20] Shuisky, Y. D., Implications of the Black Sea Sea Level Rise in Ukraine. SURVAS Bildirileri Kitabı, Hamburg, Almanya, 2000.
- [21] Yıldız, H., Demir, C., Mean Sea Level Changes and Vertical Crustal Movements at Turkish Tide Gauges for the Period of 1984-2001. Dikey Kabuk Hareketi ve Deniz Seviyesi Değişimi Çalıştayı, 17-19 Eylül 2002, Toulouse, Fransa, 2002.
- [22] Tsimplis, M.N., Josey, S.A., Rixen, M., Stanec, E.V., On the Forcing of Sea Level in the Black Sea. Journal of Geophysical Research, 109, 2004.
- [23] Alpar, B., Vulnerability of Turkish Coasts to Accelerated Sea-Level Rise. Geomorphology, 107, 58-63, 2009.
- [24] Simav, M., Yıldız, H., Türkezer, A., Lenk, O., Özsoy, E., Sea Level Variability at Antalya and Menteş Tide Gauges in Turkey: Atmospheric, Steric and Land Motion Contributions. Studia Geophysica and Geodaetica, 56, 215-230, 2012.

- [25] Avşar, NB., Jin, S., Kutoglu, H., Gurbuz, G., Sea Level Change along the Black Sea Coast from Satellite Altimetry, Tide Gauge and GPS Observations. *Geodesy and Geodynamics*, 7 (1), 50-55, 2016.
- [26] Vousdoukas, M.I., Mentaschi, L., Voukouvalas, E., Verlaan, M., Feyen, L., Extreme Sea Levels on the Rise along Europe's Coasts. *Earth's Future*, 5, 304-323, 2017.
- [27] Hükümetlerarası İklim Değişikliği Paneli (Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC), Coastal Systems and Low-Lying Areas, AR5 Sentez Raporu. 2014.
- [28] USACE (US Army Corps of Engineers), Coastal Engineering Manual Part VI. 28 Eylül 2011 (3. Değişiklik), 2011.
- [29] Baykal, C., Two-Dimensional Depth-Averaged Beach Evolution Modelling. Doktora Tezi, ODTÜ, Ankara, Türkiye, 2012.
- [30] Baykal, C., Development of A Two-Dimensional Beach Evolution Model. *Turkish Journal of Earth Sciences*, 23: 215-231., 2014.
- [31] Baykal, C., Ergin, A., Güler, I., Two-Dimensional Depth-Averaged Beach Evolution Modelling: Case Study of the Kizilirmak River Mouth, Turkey. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol 140, Issue 3, 2014.
- [32] Battjes, J. A., Groenendijk, H. W. Wave Height Distribution on Shallow Foreshores. *Coastal Engineering*, Vol 40, No. 3, pp. 161-182, 2000.
- [33] Hsu, S.A., On the Correction of Land-Based Wind Measurements for Oceanographic Applications. 17. Uluslararası Kıyı Mühendisliği Konferansı Bildirileri Kitabı, 1980.
- [34] Ergin, A., Özhan, E. Wave Hindcasting Studies and Determination of Design Wave Characteristics for 15 Regions - Final Report, ODTÜ, Ankara, 1986.
- [35] Ergin, A., Yalciner, A.C., Guler, I., Baykal, C., Esen, M., Karakus, H., Fugla Beach Protection and Control Project - Final Report. ODTÜ, Ankara, 2008.
- [36] Reeve, D., On the Impacts of Climate Change for Port Design, 26. Uluslararası Limanlar ve Deniz Taşımacılığı Konferansı Bildirileri Kitabı, 2010.
- [37] Burcharth, H. F., Andersen, T. L., Lara, J. L., Upgrade of Coastal Defence Structures against Increased Loadings caused by Climate Change: A First Methodological Approach. *Coastal Engineering*, 87, 112-121, 2014.
- [38] Burcharth, H. F., Zanuttigh, B., Andersen, T.L., Lara, J.L., vd., Innovative Engineering Solutions and Best Practices to Mitigate Coastal Risk. *Coastal Risk and Mananagement in a Changing Climate*, Elsevier Inc., 2015.
- [39] Karlsson, T., Refraction of Continuous Ocean Wave Spectra. ASCE Bildirileri Kitabı 95 (WW4), 1969.
- [40] Mase, H., Multidirectional Random Wave Transformation Model Based on Energy Balance Equation. *Coastal Engineering Journal*, 43 (4), 317-337, 2001.
- [41] Janssen, T. T., Battjes, J. A., A Note on Wave Energy Dissipation over Steep Beaches. *Coastal Engineering*, 54, 711-716, 2007.

- [42] Camenen, B., Larson, M., Predictive Formulas for Breaker Depth Index and Breaker Type. *Journal of Coastal Research*, 23(4), 2007.
- [43] Longuet-Higgins, M.S., Stewart, R.W., Radiation Stresses in Water Waves; A Physical Discussion with Applications. *Deep-Sea Research* 11: 529-562, 1964.
- [44] Tajima, Y., Madsen, O. S., Modelling Near Shore Waves and Surface Roller. *Asya Pasific Kıyıları 2. Uluslararası Konferansı*, Makuhari, Chiba, Japonya, 2003.

Donatılı Kum Zeminlerde Düzlem Deformasyon Koşullarında Düşey Gerilme Dağılışı

Bayram ATEŞ¹
Erol ŞADOĞLU²

ÖZ

Teknolojinin gelişmesi insanoğluna daha geniş, daha ağır ve daha karmaşık yapılar yapma fırsatı vermiştir. Artan ve karmaşık hale gelen yükleri zemine aktarma problemi ile karşılaşan geoteknik mühendisleri için; zemini iyileştirmek, zeminde meydana gelecek oturumları ve gerilme dağılımlarını tespit etmek kaçınılmaz hale gelmiştir. Son yıllarda zemini iyileştirmede kullanımı artan bir yapı malzemesi olan geotekstillere, zeminlerin taşıma gücünü etkilemektedir. Zeminde meydana gelecek oturumlar açısından gerilme dağılışı ve taşıma gücü temel tasarımının en önemli parametrelerden biridir. Bu çalışmada donatılı kum zemin yüzeyine oturan model şerit temelle düzlem deformasyon koşullarında deneyler yapılmış ve uygulanan düşey yükten dolayı zeminde belirli noktalarda meydana gelen düşey gerilme artışları tespit edilmiştir. Deneysel çalışma kapsamında, üç farklı rölatif sıklıkta geotekstille güçlendirilmiş kum tabakalarında, önceden belirlenen noktalara yerleştirilen basınç ölçerler yardımıyla düşey gerilme artışları kaydedilmiştir. Daha sonra model deney düzeneği PLAXIS 2D programı ile modellenip Mohr-Coulomb modeli ile düşey gerilme artışları belirlenmiştir. Ayrıca donatılı zeminin, Elastisite Teorisine dayalı olarak geliştirilen analitik yöntemlerle (Poulos ve Boussinesq) düşey gerilme artışları hesaplanmıştır. Deneylerle elde edilen tüm değerler incelendiğinde, rölatif sıklığın donatılı zemindeki gerilme dağılımında etkili bir parametre olduğu belirlenmiştir. Bununla birlikte, yaygın kullanılan Elastisite Teorisine dayalı çözümlerin düşük rölatif sıklıktaki donatılı zeminlerde oldukça hatalı sonuçlar verdiği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Düşey gerilme artışı, basınç ölçer, donatılı zemin, geotekstil.

ABSTRACT

Vertical Stress Distribution in Reinforced Sandy Soil in Plane Strain Conditions

Development of technology gives the opportunity to mankind to build larger, heavier and more complex structures. For geotechnical engineers, faced with transferring the loads that

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 1 Ağustos 2018 günü ulaşmıştır. 22 Nisan 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Temmuz 2020 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.449897>

1 Sosyal Güvenlik Kurumu, İnşaat Emlak Şube Müdürlüğü, Trabzon - bayramates61@hotmail.com - <https://orcid.org/0000-0002-1251-7053>

2 Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon - erolsadoglu@hotmail.com - <https://orcid.org/0000-0003-3757-5126>

is more complex and increasing, stabilization of soil, and determination of stress distribution and settlement has become inevitable. Geotextiles which have been used in soil stabilization increasingly in recent years affect bearing capacity of soil. Stress distribution in terms of settlement calculation and bearing capacity are some of the most important parameters for foundation design. In this study, several tests were carried out with model strip footing in plane strain conditions in reinforced cohesionless soil and the vertical stress increments occurred in the soil medium due to applied vertical surface loads were determined at several specific locations. In scope of experimental study, the sand reinforced with geotextile sheet was placed in layers in a tank with three different relative densities and vertical stress increments were measured by pressure gauges placed at predetermined locations. Subsequently, the experimental setup was modelled with PLAXIS 2D and vertical stress increments were obtained with Mohr-Coulomb model. Additionally vertical stress distribution in soil was calculated with analytical methods (Poulos and Boussinesq) based on elasticity theory. As the findings obtained from these studies were examined, it was understood that relative density is a very effective parameter for stress distribution in soils. However, the methods based on elasticity theory give rather erroneous results in low relative density reinforced soil.

Keywords: Vertical stress distribution, strain gauges, reinforced soil, geotextile.

1. GİRİŞ

Genel olarak bütün yapılar zemin üzerine, zemin içerisine, zeminden ya da bunların birleşimi biçiminde inşa edilmektedir. Yapının zemin ile teması temel vasıtasıyla gerçekleşir. Temeller üst yapıdan gelen yükleri güvenli ve ekonomik olarak zemin ortamına aktaran elemanlardır. Temellerin, yeterli güvenlikle görevlerini yerine getirmeleri taşıma gücü ve oturma koşullarını sağlamaları ile ilgilidir. Göçme anında, temel zeminin taşıyabileceği taban basıncına sınır taşıma gücü ($q_{sınır}$) ve bunun bir güvenlik katsayısına bölünmesiyle de emin taşıma gücü (zemin emniyet gerilmesi) elde edilir. Taşıma gücü koşulu, temel tabanında oluşacak basıncın (taban basıncı), bu zemine ait emin taşıma gücünden küçük olması gerekliliği olarak tanımlanabilir. Oturma, temelin dolayısıyla yapının düşey yönde hareketi olarak tanımlanır. Düşey yönde hareketin ana sebebi, yapıdan temele ve temelden zemine gelen yüklerin zemin tabakalarında yol açtığı boşlukların azalması sebebiyle oluşan sıkışmadır. Oturma koşulu da temelin veya temellerin oturmalarının izin verilebilir oturma değerlerinden küçük olması gerekliliği olarak tanımlanabilir. Taşıma gücü ve oturma kontrolü, yapıların güvenli ve ekonomik tasarımı bakımından önemlidir.

İnşaat Mühendisliğinde, genel olarak geosentetikler olarak adlandırılan polimer ürünleri (geotekstil, geomembran, geonet, geogrid, geokompozit vb.) giderek artan bir şekilde kullanılmaktadır. Geosentetik donatılı zemin, zeminin mekanik özelliklerini iyileştirmek amacı ile içerisine çekmeye dayanıklı ve zeminle arasında yeterli sürtünmeye sahip polimer malzemelerden üretilmiş geosentetikler yerleştirilerek elde edilen kompozit bir yapı olarak tanımlanabilir. Geosentetik donatılı zeminlerin taşıma gücü; donatı türü, donatı uzunluğu, donatı tabakaları arasındaki mesafe, donatı tabakalarının sayısı, ilk donatı tabakası derinliği, zemin özellikleri ve yükleme durumuna bağlıdır. Patel [1], kohezyonsuz donatılı zeminde, temel şeklinin taşıma gücü ve yük-oturma davranışına etkisini araştırmış ve optimum ilk donatı tabakası derinliğini belirlemiştir. Fragaszy ve Lawton [2], zemin yoğunluğu ve donatı

tabakalarının uzunluğunun taşıma gücüne etkisini kapsamlı bir şekilde incelemişlerdir. Guido vd. [3,4], geogrid veya geotekstil donatılı kum zemine, oturma model yüzeysel kare temelle, geotekstil-kum ve geogrid-kum arasındaki sürtünme, donatı tabakaları arasındaki mesafe, donatı tabakası genişliği, donatı tabakası sayısı ve donatı çekme mukavemeti parametrelerinin taşıma gücüne etkisi belirlemeye çalışmıştır. Khing vd. [5] geogrid tabakalarıyla güçlendirilmiş kum zemine oturma, model yüzey şerit temel taşıma gücü sonuçlarını sunmuşlardır. Benzer şekilde çok sayıda çalışma yürütülerek, farklı donatı, zemin ve yükleme koşullarının taşıma gücü üzerindeki etkisi deneysel olarak araştırılmıştır [6-15].

Oturma, yapının düşey yönde hareketidir. Suyu doymuş kohezyonlu zeminlerde oturma hesaplanması, Terzaghi Konsolidasyon Teorisi'ne göre yapılır [16]. Taneli zeminlerde oturmalar, daha çok arazi deneylerinin sonuçlarından tahmin edilir. Oturma hesaplarında gelenekselleşmiş bir diğer yaklaşım, zemin ortamının ideal elastik kabul edilmesidir. Donatılı zeminlerde, genellikle taneli zeminler kullanılmakla birlikte bu tür zeminler arazi deneyleri yapmaya uygun değildir. Ayrıca donatılı zeminlerin tabakalı anizotropik yapısı, ideal elastik kabulü yapmaya uygun değildir. Janbu [17] tarafından önerilen Teğet Modülü Yaklaşımı, lineer ve lineer olmayan zemin deformasyonlarının belirlenmesinde kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda şekil değiştirme (ε) aşağıdaki bağıntı ile tanımlanır.

$$\varepsilon = \frac{1}{m\alpha'} \left[\left(\frac{\sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma_{ref}} \right)^\alpha - \left(\frac{\sigma'_{z0}}{\sigma_{ref}} \right)^\alpha \right] \quad (1)$$

- Burada, m : boyutsuz modül sayısı,
 α' : boyutsuz basınç üssü,
 σ_{ref} : referans basınç (100 kPa),
 σ'_{z0} : yüklemeye önceki düşey efektif gerilme,
 $\Delta\sigma'_z$: düşey efektif gerilme artışıdır.

İlave yüklemeye maruz bir donatılı zemin tabakasında oluşacak oturma aşağıdaki bağıntı ile elde edilebilir.

$$\Delta h = \int_0^H \varepsilon dz = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \Delta z_i \quad (2)$$

Burada, Δh : oturma, H : tabaka kalınlığıdır. Çeşitli zemin tipleri için boyutsuz modül sayısı ve basınç üssü değerleri önerilmektedir [18]. Donatı kullanılması zeminde gerilme dağılışı üzerinde etkili olduğundan donatılı zemin tabakalarındaki oturmalar donatısız durumdan farklılık gösterir.

Donatılı zeminlerle ilgili yürütülen bazı çalışmalarda, donatı kullanımının aynı koşullardaki donatısız zemine göre, yüzey yükleri sebebiyle oluşan oturmaları azalttığı ifade edilmektedir. Bu çalışmalarda donatılı zeminlere ait yük-oturma eğrisinin daha dik bir hal aldığı, başka bir

değişle donatılı zeminlerde belirli bir oturma için donatısız zeminlere göre daha büyük yüklerin uygulanması gerektiği deneysel olarak gözlenmiştir [19-23]. Hatta, bazı araştırmacılar donatı kullanılmasının temellerde oluşan farklı oturmaları azalttığını deneysel ve teorik çalışmalarla göstermişlerdir [24-26]. Zeminlerde oluşan oturmalar, esasen boşluk hacminin azalması neticesinde ortaya çıkmaktadır. Çünkü yapı yüklerinin tesiri altındaki zemin tanelerinin sıkışması ihmal edilebilir mertebededir. Benzer şekilde donatılı zeminlerin oturmasında donatının sıkışmasının katkısı, donatı tabakalarının toplam kalınlığının yüzey yüklerinden etkilenen tabaka kalınlığına nispeten çok küçük olması sebebiyle ihmal edilebilir. Bu durumda, donatılı zeminlerde belirli bir yüke karşılık gelen oturmaların aynı durumdaki donatısız zemine göre daha az olması gerilme dağılımında meydana gelen değişimle açıklanabilir. Başka bir anlatımla, donatı kullanılması yüzey yükünden dolayı oluşan gerilme artışlarını daha geniş bir alana yaymaktadır.

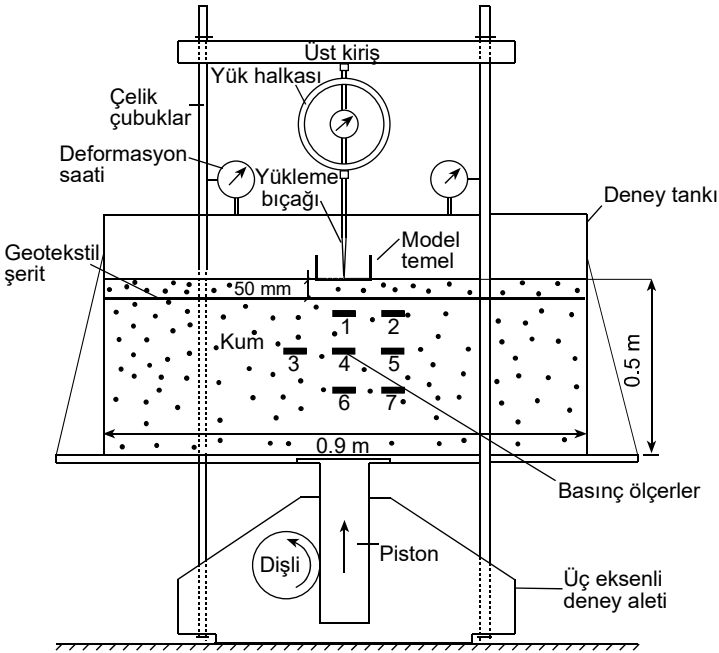
Boussinesq [27]; homojen, izotrop, lineer elastik ve Poisson oranının 0,5 olduğu yarı sonsuz ortamda tekil yükten dolayı oluşan gerilme artışları için bir çözüm elde etmiştir. Westergaard [28]; lineer elastik, izotrop, yarı sonsuz ve yatay doğrultudaki normal ve kayma şekil değiştirmelerinin sıfır kabul edildiği ortamda düşey tekil yük etkisiyle oluşan gerilme artışları için bir çözüm elde etmiştir. Çeşitli araştırmacılar tarafından, tekil yük için elde edilen bu çözümler farklı yüzey yüklemeleri için integre edilerek, bu yüzey yüklerine ait çözümler elde edilmiştir [29-32]. Poulos [33] sınırlı kalınlıktaki lineer elastik tabaka yüzeyine etkileyen üniform şerit yük için bir çözüm elde etmiştir. Keskin vd. [34] orta sıkı kum zemine oturan model kare temelin orta noktasının altındaki çeşitli derinliklerde oluşan düşey gerilme artışlarını deneysel olarak belirlemiştir. Bu çalışmada deneysel ölçümlerle elde edilen düşey gerilme artışlarının Boussinesq ve Nümerik (lineer elastik) çözümlerden oldukça fazla olduğu, yine Drucker-Prager elastoplastik modeli kullanılarak elde edilen nümerik çözümün deneysel ölçümlere en yakın sonuçlar verdiği tespit edilmiştir.

Geosentetik donatılı zeminlerde yüzey yüklerinden dolayı oluşan gerilme artışları ile ilgili az sayıda çalışma bulunmaktadır. Chen [35], siltli kil zeminde yaptığı deneylerde donatı çekme mukavemeti ve tabaka sayısı arttıkça düşey gerilme artışlarının Boussinesq çözümüyle uyumlu bir davranış gösterdiği ve düşey gerilme artışlarının uygulanan taban basıncı büyüklüğüne bağlı olarak farklı davranışlara sahip olduğunu gözlemlemiştir. Çiçek vd. [36] model şerit temel altındaki geotekstil donatılı orta sıkı kum zeminde oluşan düşey gerilme artışları deneysel olarak incelemiş ve Westergaard çözümünün deneysel ölçümlerle daha uyumlu olduğunu görmüştür.

Donatılı zeminler arazi deneyleri yapmaya uygun değildir. Bu tür zeminlerde yapı yüklerinden oluşacak oturmalar, zemin ortamının sıkışma özellikleri ve yapı yüklerinde kaynaklanan gerilme artışlarının tespiti ile hesaplanabilir. Oluşan gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının bilinmesi, birçok geoteknik probleminin çözümü ve projelerin tasarımında da oldukça önemlidir. Ancak donatılı zeminlerde gerilme dağılışı ile ilgili çalışmalar oldukça sınırlıdır. Dolayısıyla bu çalışmada, donatılı kum zemine oturan merkezi yüklü bir model şerit temelin yük-gerilme dağılışı ilişkileri; deneysel, analitik ve nümerik olarak incelenmiştir. Bu amaçla, öncelikle düzlem deformasyon koşullarını sağlayan bir deney düzeneğinde yükleme deneyleri yapılarak, basınç ölçerler yardımıyla yük-gerilme dağılışı ilişkisi belirlendi. Ölçülen düşey gerilme artışları, Elastisite Teorisine dayalı Poulos ve Boussinesq çözümleri ile sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla Mohr-Coulomb modelinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırıldı ve yorumlandı.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

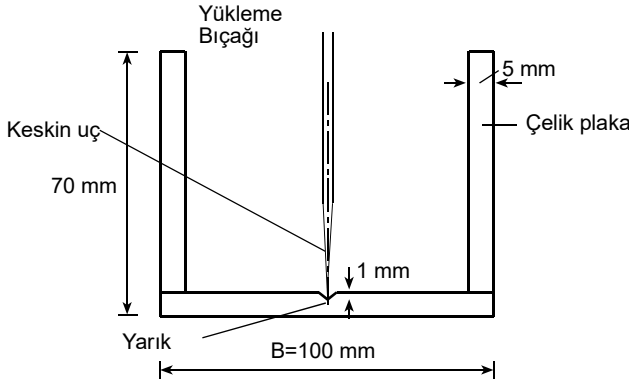
Geotekstil donatılı zemine oturan merkezi yüklü şerit temelin, farklı rölatif sıklıklarda ve farklı derinliklerde gerilme dağılımlarını gözlemlemek için bir deney düzeni yapılmıştır. Deney düzeni; deney tankı, model şerit temel, yükleme düzeni, kum yüzeyini düzleme aleti, basınç ölçerler ve kum ana parçalarından oluşmaktadır. Bunlara ilaveten, deneylerde kumun sıkıştırılması için genişliği, deney tankı genişliğine eşit olan bir ahşap tokmak kullanılmıştır. Deneyler, K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünün Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiş olup, laboratuvarında bulunan üç eksenli deney aletinin presi (yükleme düzeni), yük halkaları, deformasyon ölçüm saatleri ile dijital fotoğraf makinesi kullanılmıştır. Deney düzeninin şeması Şekil 1’de görülmektedir. Deney tankının alt ve yan yüzleri sert ağaçtan üretilmiş bir çerçeve olup; bu ahşaba cam levhaları yerleştirilebilmesi için “L” biçimli kanallar açılmıştır. Ön ve arka yüzler, kırılma yüzeylerini gözlemlenebilmesi ve fotoğraf çekilebilmesi için 20 mm kalınlığındaki cam plakalardan oluşturulmuştur. Bu kalın cam plakalar yan sürtünmeleri mümkün mertebe azaltmak; aynı zamanda yükleme esnasında şerit temelin eksenine dik rijit düzlemler oluşturmada faydalı olmuşlardır. Deney tankının içi bir dikdörtgenler prizması olup, uzunluğu 0,90 m, genişliği 0,10 m ve yüksekliği 0,65 metredir.



Şekil 1 - Deney düzeninin şeması

Model temelin genişliği 100 mm, uzunluğu 100 mm ve yan yüzlerinin yüksekliği 70 mm olup, 5 mm kalınlığında çelik levhalardan üretilmiştir. Model temelin cama temas eden ön ve arka yüzlerine 2 mm kalınlığında sert plastik tabakalar yapıştırılmıştır. Bununla, camla

temel yan yüzleri arasına kum tanelerini girmesinin engellenmesi ve camla temelin sürtünmesinin azaltılması amaçlanmıştır. Bu plastik yüzeyler deney esnasında yağlanarak temelle cam arasındaki sürtünme en aza indirilmiştir. Model temelin tabanında merkezi yüklemeye yapabilmek için V şeklinde yarık açılmıştır. Yüklemeye bıçağının oturduğu oyuk kalınlığının küçük olmasına dikkat edilmiştir. Tam sürtümlü ve pratikteki koşullara uygun olarak kalın bir zımpara kâğıdı temel tabanına yapıştırılmıştır. Şekil 2’de model şerit temelin bir şeması gösterilmektedir.



Şekil 2 - Model şerit temel

Deneylerde, İyidere ilçesi (Rize)’nin bitişiğindeki doğu sahilinden alınan kum kullanılmıştır. Kum, öncelikle içindeki yabancı maddeleri ayırtmak için 4 No’lu elekten geçirilmiştir ve sonrasında 200 No’lu elekte yıkanmış ve kurutulmuştur. Kumun, ilgili deneylerle belirlenmiş bazı geoteknik özellikleri Tablo 1’de gösterilmiştir. Kumun tane çapları 0,2-4,0 mm arasında (iri-orta) olup, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre sınıfı kötü derecelenmiş kumdur (SP). Rölatif sıklığın $D_r=0.25, 0.50, 0.75$ olması için kumun kuru birim hacim ağırlığı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmıştır. Farklı rölatif sıklıktaki deney kumuna ait içsel sürtünme açısı değerleri kesme kutusu deneyi ile elde edilmiştir.

$$D_r = \frac{\gamma_{kmax}}{\gamma_k} \left(\frac{\gamma_k - \gamma_{kmin}}{\gamma_{kmax} - \gamma_{kmin}} \right) \quad (3)$$

Tablo 1 - Deney kumunun geoteknik özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Tane özgül yoğunluğu, G_s (ASTM D854-14, [37])	–	2.66
Maksimum kuru yoğunluk, ρ_{kmax} (ASTM D4253-16, [38])	Mg/m ³	1.658
Minimum kuru yoğunluk, ρ_{kmin} (ASTM D4254-16, [39])	Mg/m ³	1.395
Efektif çap, D_{10}	mm	0.58

Tablo 1 - Deneysel kumunun geoteknik özellikleri (devam)

Özellik	Birim	Değer
D ₃₀	mm	0.80
D ₆₀	mm	0.95
Üniformluluk katsayısı, C _u	–	1.64
Eğrilik katsayısı, C _r	–	1.16
Kuru yoğunluk (D _r =0.75), ρ _{k0.75}	Mg/m ³	1.590
Kuru yoğunluk (D _r =0.50), ρ _{k0.50}		1.520
Kuru yoğunluk (D _r =0.25), ρ _{k0.25}		1.450
İçsel sürtünme açısı, φ (Kesme kutusu, D _r =0.75)	Derece	42.30
İçsel sürtünme açısı, φ (Kesme kutusu, D _r =0.50) (ASTM D3080 / D3080M-11, [40])		39.95
İçsel sürtünme açısı, φ (Kesme kutusu, D _r =0.25)		37.42

Deneysel, tankın plandaki iç alanına (0,10 m x 0,90 m) eşit büyüklükte bir örgülü geotekstil temel tabanından itibaren 0,05 m (0,5B) derinlikte yerleştirilmiştir. Bu geotekstil Salteks Ltd. Şti., İstanbul-Türkiye tarafından sağlanmıştır. Örgülü geotekstil ile ilgili bazı bilgiler, Tablo 2’de görülmektedir.

Tablo 2 - Örgülü geotekstilin bazı özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Tip	-----	Örgülü
Polimer	-----	Polipropilen
Ağırlık	g/m ²	430
Çekme Dayanımı (DIN 53857)	kN/m	8.6
Kopma anındaki uzaması (boyuna)	%	14
Kopma anındaki uzaması (enine)	%	14
Başlangıç tanjant modülü	kN/m	218.9

Donatılı zemine uygulanan yüzey yüklerinden dolayı meydana gelecek düşey gerilme artışlarını ölçebilmek amacıyla kullanılan yöntemlerden biri de zemin içerisinde gerilme ölçülecek derinliklere basınç ölçerler yerleştirilmesidir. Basınç ölçerler vasıtasıyla gerilme ölçmenin diğer yöntemlere göre en önemli avantajı, gerilme değerlerinin doğrudan ölçülebilmesidir. Şekil 3’te bu deneysel çalışmada kullanılan Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. firması tarafından üretilen KDE-500KPA model 50 mm çapında ve 500 kPa kapasiteli basınç ölçer görülmektedir. Basınç ölçerlerde ölçülen gerilme değerleri, 8 kanal girişli veri

toplama cihazı ve aygıt geçidi yardımıyla bilgisayara aktarılmıştır. Bu veriler CoDA Locomotive programı yardımıyla sayısal değerlere dönüştürülmüştür.



Şekil 3 - Deneylerde kullanılan basınç ölçer, veri toplama ünitesi ve aygıt geçidi

Deneyler düzlem şekil değiştirme koşullarında yapılmıştır. Düzlem şekil değiştirmenin oluşabilmesi için iki koşulun sağlanması gerekir. Bunlar: a) Şekil düzlemine dik doğrultudaki şekil değiştirme sıfır olmalıdır, b) Şekil düzlemine paralel yüzeylerde kayma gerilmeleri sıfır olmalıdır. Bu şartları sağlanması için, aynı kesit özellikleri sonsuz uzunluktaki bir yapıda olması gerekir. Bu çalışmada kullanılan deney düzeneğinin düzlem şekil değiştirme koşullarını sağlaması içinde benzer şekilde, model temel eksenine doğrultusunda (deney tankı düzlemine dik doğrultudaki) şekil değiştirme sıfır olmalı; deney tankının içindeki zemin ile deney tankı yan yüzlerini oluşturan camlar arasındaki sürtünme sıfır olmalıdır.

Deneylerde, teorik olarak rijit ön ve arka yüzleri sağlamak imkânsızdır. Bu durumda şekil düzlemine dik doğrultudaki şekil değiştirmeleri sınırlamak ve kontrol altında tutmak gereklidir. Kirkpartick ve Yanikian [41] yaptıkları çalışmalarda yan duvarların hareketlerinin model genişliğinin % 0,1'inden küçük olması durumunda elde edilen sonuçların gerçek düzlem şekilde değiştirme sonuçlarını yansıttığını belirtmişlerdir. Bu çalışmada yapılan deneylerde zemin direk olarak cama temas etmektedir. Kirkpatrick ve Uzuner [42] cam-kum temasında, orta sıkı zemine oturan yüzey temelinde ($D_f=0$) temel genişliğinin model genişliğine oranının 1 olması durumunda yan sürtünmesinin taşıma gücüne etkisinin %10'dan küçük olacağını göstermişlerdir. Bu çalışmada yapılan gerilme dağılışı deneylerinde, zemin tam mobilize olmadığı için yan sürtünmesinin etkisi taşıma gücü deneylerinden daha az olacaktır.

Deney tankına kum, ön ve arka yüzlerinde çizilmiş ağırlar takip edilerek tabakalar halinde doldurulmuştur. Her tabakaya $D_f=0,75$ elde etmek için 7149 g, $D_f=0,50$ elde etmek için 6831 g, $D_f=0,25$ elde etmek için 6542 g kum serbestçe dökülmüştür. Bu serilen gevşek tabakayı üniform bir kalınlığa getirmek için kum yüzeyi düzeltme aleti kullanılmıştır. Kum yüzeyi düzeltme aleti ile dikkatli bir şekilde aynı tabaka kalınlığı (yaklaşık 55 mm) elde edilmiştir. Bu aşamadan sonra ahşap hafif bir tokmak yardımıyla tabaka kalınlığı 50mm'ye indirilmiştir. Böylece deneylerde planlanmış olan rölatif sıklıklar ($D_f=0,75, 0,50, 0,25$) elde edilmiştir. Kum tabakası serme ve sıkıştırma işlemi devam ederken belirlenen noktalarda gerilme artışı ölçmek için basınç ölçerler yerleştirilmiştir (Şekil 1). Son zemin tabakası oluşturulduktan sonra model temel düzeneğe yerleştirilmiştir. Bu işlemlerden sonra sabit hızla model temele, 100 kPa'lık taban basıncı oluşacak şekilde deformasyon kontrollü yükleme yapılmıştır. Ayrıca, sıkıştırılan zeminin homojenliği deney tamamlandıktan sonra

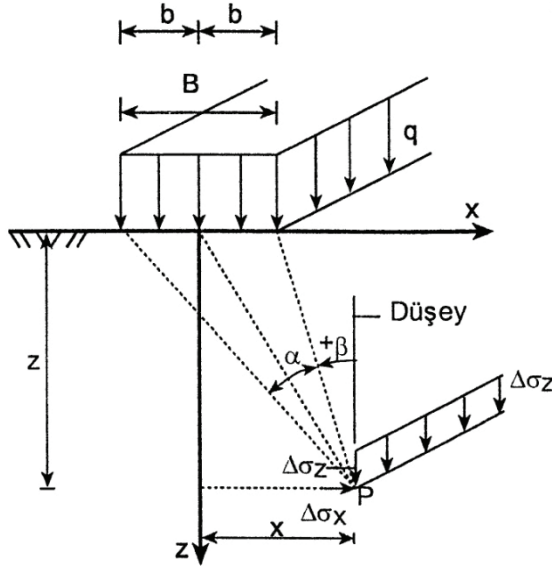
deney tankına yerleştirilen numune kapları ile kontrol edilmiştir. Deneyler, her bir rölatif sıklık için üç defa tekrarlanmış, sonuçlar kayıt altına alınmıştır.

3. ANALİTİK VE NÜMERİK ÇALIŞMALAR

Boussinesq [27] tarafından tekil yük için elde edilen çözüm, sonsuz uzunlukta ve B genişliğinde üniform şerit yük için integre edilerek Bağntı (4) ve (5) elde edilir. Bu bağıntılar, Boussinesq çözümünde Poisson oranı 0.5 kabul edildiği için Poisson oranından bağımsızdır. Bağntı (4) düşey gerilme artışını ve Bağntı (5) ise yatay gerilme artışını vermektedir.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha\cos(\alpha + 2\beta)] \quad (4)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin\alpha\cos(\alpha + 2\beta)] \quad (5)$$

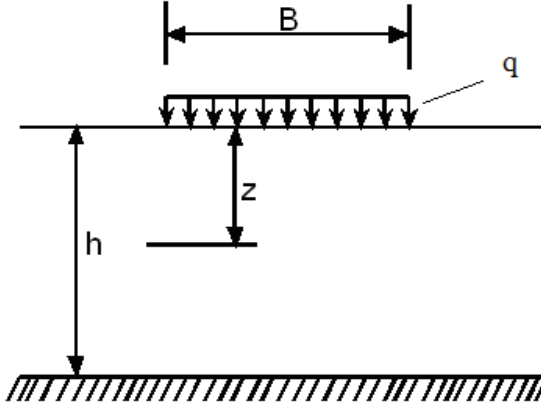


Şekil 4 - Üniform Şerit yükten kaynaklanan düşey ve yatay gerilme artışları

Poulos [33] tarafından, tam sürtümlü rijit tabanın üzerine oturan sınırlı kalınlıktaki elastik tabakadaki gerilme ve yer değiştirmelerin analitik olarak elde edilmesi problemi çözülmüştür. Sınırlı tabakaya etki eden B genişliğinde q üniform şerit yükünden meydana gelecek düşey gerilme artışları, $\Delta\sigma_z$, aşağıda bağıntı ile elde edilebilir (Şekil 5).

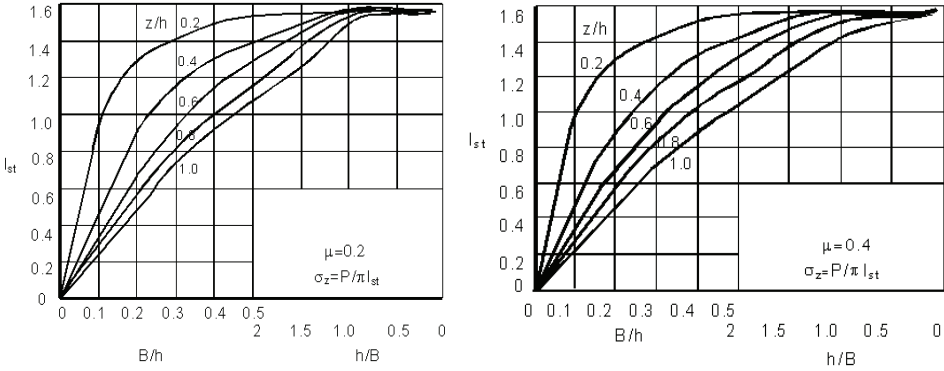
$$\Delta\sigma_z = \left(\frac{q}{\pi}\right) \times I_{st} \quad (6)$$

Burada, q: uygulanan yükün siddetini ve I_{st} : etki faktörünü göstermektedir.



Şekil 5 - Üniorm şerit yüzey yükünün yüklendiği sınırlı elastik tabaka

Tekil yük için elde edilen çözüm, çeşitli yüzey yükleri için integre edilerek etki faktörleri (I_{st}) eğrileri elde edilmiştir. Şekil 6'da, Poisson oranının 0,2 ve 0,4 olduğu üniorm şerit yük durumu için z/h ve B/h değerlerine bağlı olarak etki faktörleri verilmiştir.



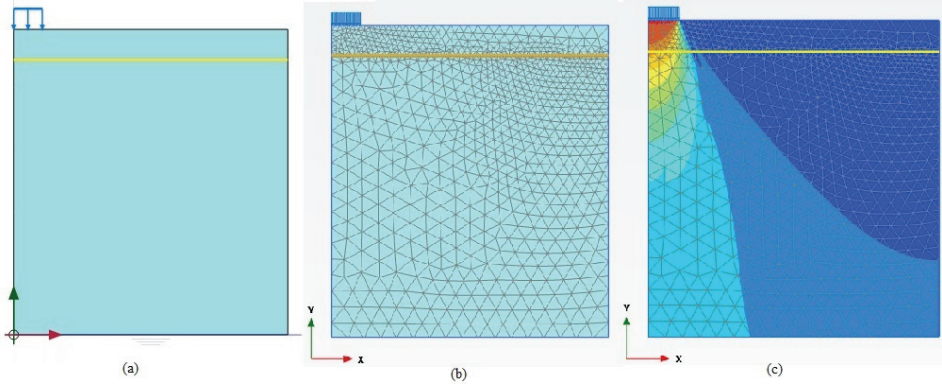
Şekil 6 - Üniorm şerit yük için Poisson oranı(μ) 0,2 ve 0,4 için etki faktörü eğrileri

Poulos tarafından önerilen sınırlı tabaka çözümleri Poisson oranına bağlıdır. Deneylerde kullanılan kumun elastisite modülü (E) ve Poisson oranının (μ) belirlenmesi amacıyla her bir rölatif sıkılık değeri için konsolidasyon ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır (Tablo 3).

Tablo 3 - Kuma ait Poisson oranı ve elastisite modülü değerleri

Rölatif Sıklık (D_r)	Poisson Oranı (μ)	Elastisite Modülü (E)
0.75	0.36	33579
0.50	0.30	19895
0.25	0.20	14282

Nümerik yöntemler, son yıllarda geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümünde sıklıkla kullanılmaktadır. Nümerik yöntemlerde, uygun zemin modelinin seçimi ve model parametrelerinin belirlenmesi nümerik analizin başarısı açısından önem arz etmektedir. Mohr-Coulomb elasto-plastik modeli, Mohr-Coulomb kırılma hipotezindeki kayma mukavemeti parametrelerini (kohezyon, içsel sürtünme açısı) kullanarak akma yüzeyini tanımlayan elastik-ideal plastik bir malzeme modelidir. Bu modelde plastik şekil değiştirmeler, akma yüzeyini tanımlayan fonksiyondan farklı bir plastik potansiyel fonksiyonu ile tanımlanır. Mohr-Coulomb modelinin zayıf yönü, tek bir rijitlik parametresi kullanmasıdır. Bu sebeple malzeme modeli, deformasyon problemlerinde yanıltıcı sonuçlar verebilmektedir. Bu çalışmada, PLAXIS 2D [43] programı yardımıyla deneysel çalışmadaki yükleme durumunun nümerik bir modeli oluşturulmuştur (Şekil 7). Kum zemin için, Mohr-Coulomb modeli tanımlanmıştır (Tablo 1 ve 3). Geotekstil tabakada, deney sırasında herhangi bir kopma ve plastik deformasyon gözlenmediği için izotropik-elastik çekmeye çalışan elemanlar olarak modellenmiştir (Tablo 2).

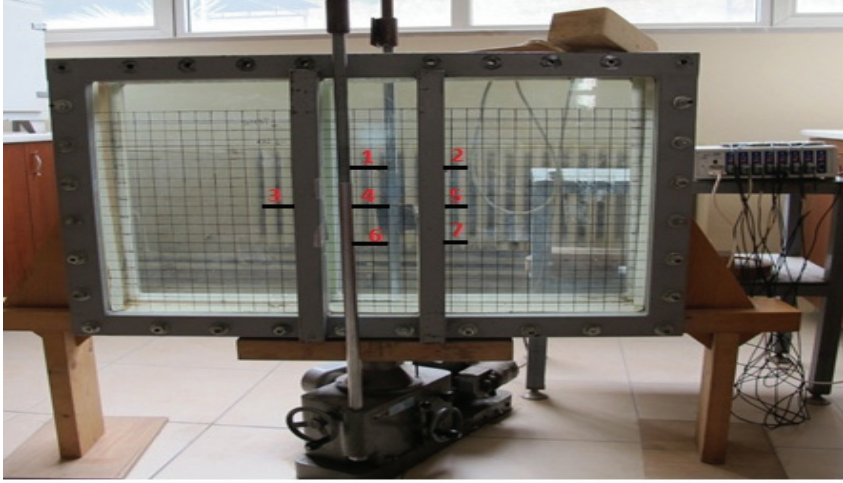


Şekil 7 - Nümerik analiz (a) Model (b) Sonlu elemanlar ağı (c) Düşey gerilme dağılışı

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Bu çalışmanın esas gayesi, donatılı kum zemin yüzeyine etkiyen üniform şerit yük sebebiyle oluşan düşey gerilme artışlarının, rölatif sıklık ile değişiminin araştırılmasıdır. Bu amaçla oluşturulan deney düzeneğine, üç farklı rölatif sıklıkta ($D_r=0.75$, 0.50 ve 0.25) kum yerleştirilmiştir. Her rölatif sıklık için belirli miktarda kum tabakalar halinde sıkıştırılarak homojen bir zemin kütlesi elde edilmiştir. Kum tabakalar oluşturulurken, Şekil 8'de gösterilen lokasyonlara basınçölçerler yerleştirilmiş ve son tabaka yerleştirilmeden önce

geosentetik malzeme serilmiştir. Son tabakada serildikten sonra model temel merkezi olarak kademe kademe yüklenerek 100 kPa'lık ortalama taban basıncı uygulanmıştır. Her bir deney üç kez tekrarlanmıştır.



Şekil 8 - Deney tankında basınçölçerlerin yerleştirildiği yerler

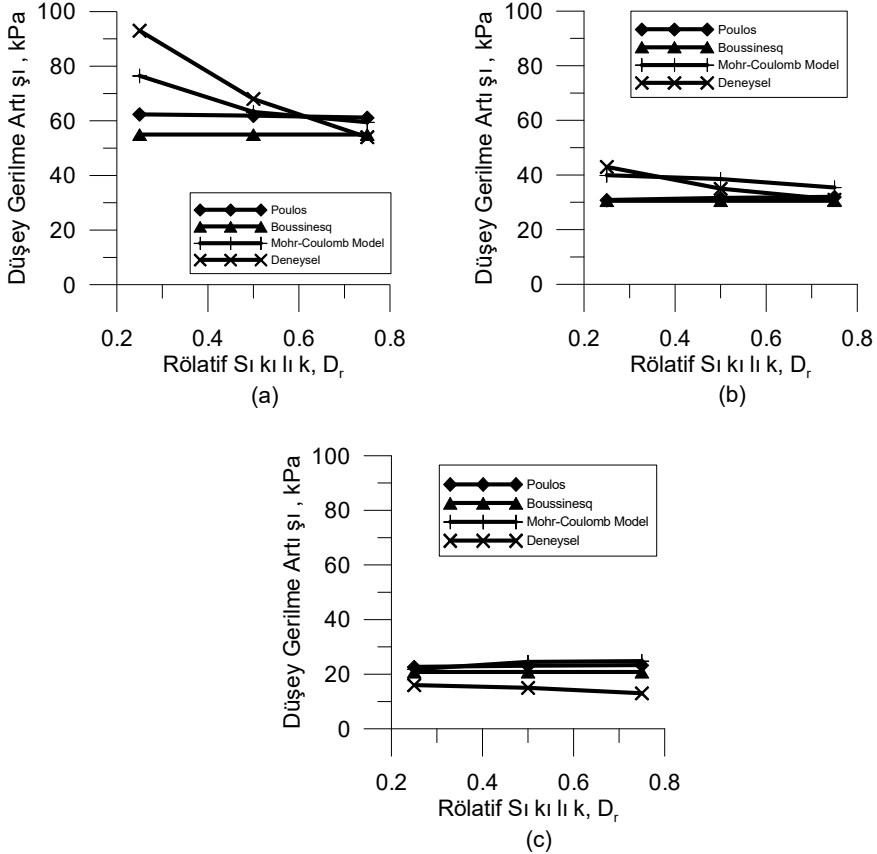
Basınç ölçerlerin gerilme dağılışı üzerinde etkisi ve deney düzeneğinin simetrikliğinden kaynaklı hataların tespiti için 3 ve 5 No'lu basınç ölçerler simetrik yerleştirilmiştir. 3 ve 5 No'lu basınç ölçerlerde ölçülen gerilme artışlarının çok yakın olması deneylerin başarılı yürütüldüğünü ve deneysel hataların ihmal edilebilir düzeyde olduğunu göstermektedir.

Tablo 4 - 3 ve 5 No'lu basınçölçerlerde ölçülen düşey gerilme artışları

Rölatif Sıkılık (D_r)	Düşey gerilme artışları	
	3 No'lu Basınçölçer	5 No'lu Basınçölçer
0.75	13	13
0.50	9	10
0.25	6	7

Model şerit temelin merkezi altında bulunan 1, 4 ve 6 No'lu basınç ölçerlerde ölçülen düşey gerilme artışı ile Mohr-Coulomb modeli, Boussinesq ve Poulos çözümleri ile hesaplanan düşey gerilme artışlarının rölatif sıkılık ile değişimi Şekil 9'da görülmektedir. 1, 4 ve 6 No'lu basınçölçerlerde yapılan ölçümlerde, rölatif sıkılık arttıkça ilave gerilmenin azaldığı görülmektedir. Rölatif sıkılığın yüksek olduğu durumda, sığ derinliklerde ($z/B=1$), Poulos ve Boussinesq çözümü ile deneysel ölçümler birbiriyle uyumludur. Fakat, sığ derinlikte rölatif sıkılık düşük olduğunda, Poulos ve Boussinesq çözümü ile deneysel ölçümler arasında ciddi

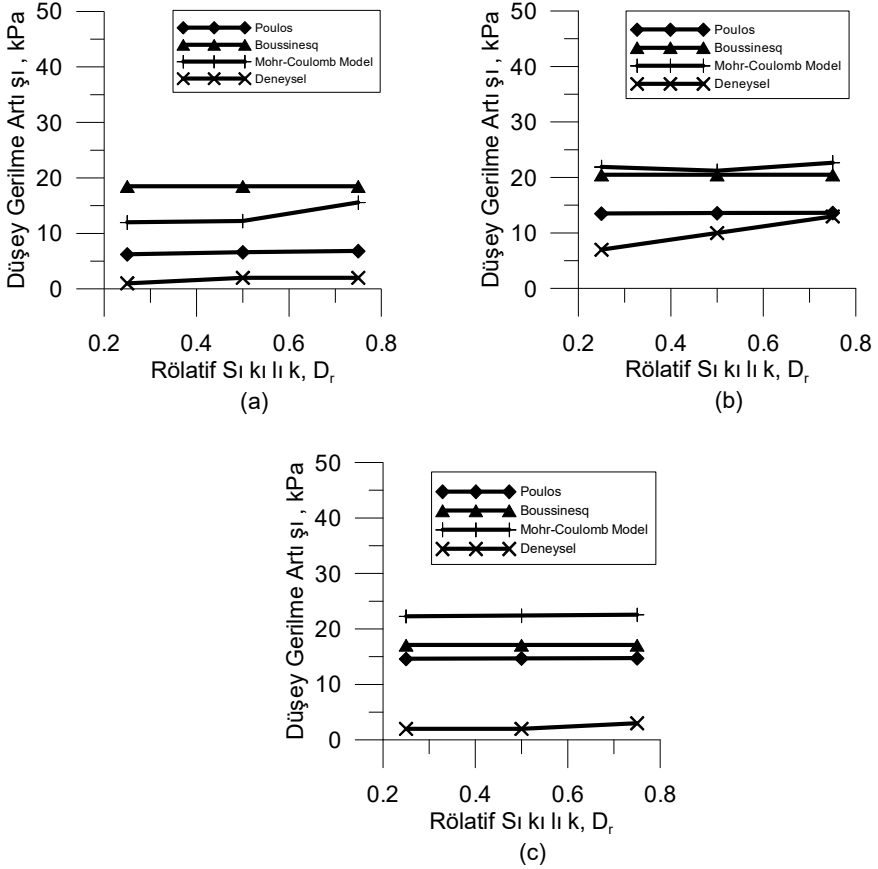
farklılıklar vardır. Genel olarak, Mohr-Coulomb modeliyle yapılan nümerik analizden elde edilen sonuçlar, deneysel ölçümlere en yakın değerlerdir. Bunun sebebi, kum zeminlerde yüklü alanın civarında normal gerilmelerin düşük olduğu bölgelerde plastikleşmelerin oluşması ve bu durumun elastisite teorisine dayalı yöntemlerde göz önüne alınamamasıdır.



Şekil 9 - Model temelin orta noktası altındaki düşey gerilme artışları
(a) $z/B=1$, (b) $z/B=2$, (c) $z/B=3$

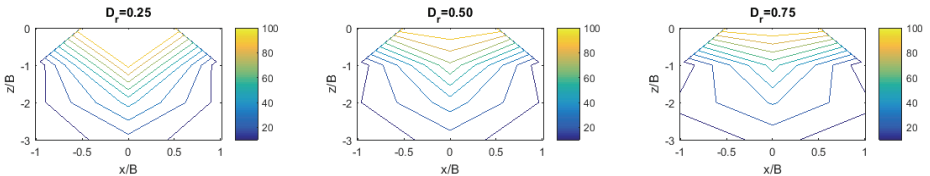
Temellerin oturmalarının hesabında bitişik temeller arasında etkileşim önemlidir. Model şerit temelden $x/B=1$ yatay mesafe altında bulunan 2, 5 ve 7 No'lu basınç ölçerlerde ölçülen düşey gerilme artışı ile Mohr-Coulomb modeli, Boussinesq ve Poulos çözümleri ile hesaplanan düşey gerilme artışlarının rölatif sıkılık ile değişimi Şekil 10'da görülmektedir. Deneysel ölçümlerde, model temel altında bulunan basınç ölçerlerde rölatif sıkılık arttıkça gerilme artışları azalırken, $x/B=1$ uzakta bulunan basınç ölçerlerde gerilme artışları rölatif sıkılıkla birlikte artmaktadır. Poulos çözümü deneysel ölçümlere en yakın sonuçları vermektedir. Tüm yöntemler genel olarak değerlendirildiğinde donatılı kum zeminlerde yüklü bölgenin izdüşümü dışındaki gerilme artışları, Poulos çözümü ile en fazla uyum içinde olmaktadır.

Gerilme dağılışı için yaygın olarak kullanılan Boussinesq çözümü ise donatılı kum zeminlerde en hatalı sonuçları veren yöntemdir.



Şekil 10 - Model temelin yatayda $x/B=1$ mesafedeki düşey gerilme artışları
(a) $z/B=1$, (b) $z/B=2$, (c) $z/B=3$

Farklı sıklıklardaki donatılı kum zemine ait basınç soğanları Şekil 11’de gösterilmektedir. Yüzey yüklerinden etkilenen derinlik olarak tanımlanan anlamlı derinlik Rölatif sıklık arttıkça azalmaktadır. Fakat tüm rölatif sıklıklarda, anlamlı derinlik $3B$ ’den daha az olmuştur. Ayrıca rölatif sıklık arttıkça, basınç soğanı genişlemektedir.



Şekil 11 - Donatılı kum zeminin farklı rölatif sıklıkları için basınç soğanları

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, donatılı kum zeminlerde düşey gerilme dağılımlarına zeminin rölatif sıklığının etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, düzlem deformasyon koşullarında yükleme yapan bir deney düzeneği oluşturulmuş ve üç farklı rölatif sıklıktaki ($D_r=0.25, 0.50$ ve 0.75) kuma model temelle yükleme yapılmıştır. Donatılı kum zeminin bazı noktalarına yerleştirilen basınç ölçerler vasıtasıyla düşey gerilme artışları ölçülmüştür. Deneysel olarak düşey gerilme artışlarının ölçüldüğü noktalarda, Elastisite Teorisine dayalı Boussinesq ve Poulos çözümleri ile üniform şerit yük sebebiyle oluşan düşey gerilme artışları belirlenmiştir. Ayrıca, düşey gerilme artışları geoteknik mühendisliğinde sıkça kullanılan elastik ideal plastik Mohr-Coulomb modeli ile nümerik analiz ile elde edilmiştir. Yapılan bu çalışmalardan aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

- Donatılı kum zeminlerin rölatif sıklığı arttıkça üniform şerit yüklü bölgenin altındaki düşey gerilme artışları azalmakta ve ilave gerilmeler daha geniş bir alan yayılmaktadır. Rölatif sıklık, donatılı kum zeminlerde yüzey yükleri sebebiyle oluşan düşey gerilme artışlarının dağılımı üzerinde oldukça etkilidir.
- Yüksek rölatif sıklığa ($D_r>0.50$) sahip donatılı kum zeminlerde, yüklü bölgenin altındaki sığ derinliklerde ($z/B<2$) yüzey yüklemesi ile oluşan düşey gerilme artışı, Poulos ve Boussinesq çözümleri ile uyumludur. Düşük rölatif sıklıklarda ise ölçülen düşey gerilme artışları, Elastisite Teorisine bağlı çözümlerden (Poulos ve Boussinesq) %50'ye varan oranlarda büyük olabilmektedir. Düşük rölatif sıklıktaki donatılı kum zeminlerde yüzey yükünden oluşan düşey gerilme artışlarının Elastisite Teorisine dayalı Poulos ve Boussinesq çözümleri ile belirlenmesi uygun değildir.
- Üniform şerit yükün donatılı zemin içindeki izdüşüm alanı dışında kalan noktalarda ölçülen düşey gerilme artışları, Mohr-Coulomb modeli, Poulos ve Boussinesq çözümlerinden oldukça farklıdır. Deneysel ölçümlere en yakın sonuçlar Poulos çözümü ile elde edilmiştir.
- Donatılı kum zeminlerde, rölatif sıklık arttıkça yüzey yüklerinin etkili olduğu derinlik azalmaktadır.

Semboller

B	: Üniform şerit yük genişliği
C_r	: Eğrilik katsayısı
C_u	: Üniformluluk katsayısı
D_f	: Temel derinliği
D_r	: Rölatif sıklık
D_{10}	: Efektif çap
D_{30}	: Tane çapı dağılımı eğrisinde %30'a karşılık gelen çap
D_{60}	: Tane çapı dağılımı eğrisinde %60'a karşılık gelen çap

E	: Elastisite modülü
G_s	: Tane özgül yoğunluğu
h	: Rijit taban üzerindeki tabaka kalınlığı
H	: Tabaka kalınlığı
I_{st}	: Etki faktörü
m	: Boyutsuz modül sayısı
q	: Uniform şerit yükün şiddeti
$q_{sınır}$: Sınır taşıma gücü
SP	: Kötü derecelenmiş kum
x	: Yatay mesafe
z	: Derinlik
α'	: Boyutsuz basınç üssü
α	: Şerit yük açısı (Şekil 4)
β	: Şerit yük açısı (Şekil 4)
Δh	: Oturma
$\Delta\sigma'_z$: Düşey efektif gerilme artışı
$\Delta\sigma_z$: Düşey gerilme artışı
$\Delta\sigma_x$: Yatay gerilme artışı
ε	: Şekil değiştirme
ϕ	: İçsel sürtünme açısı
γ_k	: Kuru birim hacim ağırlık
γ_{kmin}	: Minimum kuru birim hacim ağırlık
γ_{kmax}	: Maksimum kuru birim hacim ağırlık
μ	: Poisson oranı
ρ_k	: Kuru yoğunluk
ρ_{kmax}	: Maksimum kuru yoğunluk
ρ_{kmin}	: Minimum kuru yoğunluk
σ_{ref}	: Referans basınç (100 kPa)
σ'_{zo}	: Yüklemeden önceki düşey efektif gerilme

Kaynaklar

- [1] Patel, M.M., Influence of Shape of Footing on The Performance of The Reinforced Sand, Proceedings of The Conference on Construction Practices and Instrumentation in Geotechnical Engineering, 265-269, 1982.
- [2] Fragaszy, R.J. ve Lawton, E., Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110, 10, 1500-1507, 1984.
- [3] Guido, V.A., Biesiadecki, G.L. ve Sullivan, M.J., Bearing Capacity of a Geotextile Reinforced Foundation, Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering, San Fransisco, 1777-1780, 1985.
- [4] Guido, V.A., Chang, D.K. ve Sweeney, M.A., Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs, Canadian Geotechnical Journal, 23, 435-440, 1986.
- [5] Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E. ve Yen, S.C., The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 12, 351-361, 1993.
- [6] Omar, M. T., Das, B. M., Puri, V. K. Yen, S. C., Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement, Geotechnical Journal, 545-549, 1993.
- [7] Das, B. M., Shin, E. C., Omar, M. T., The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid-reinforced sand and clay-A comparative study, Geotechnical and Geological Engineering, 12, 15-33, 1994.
- [8] Tan, Ö. ve Çelik, S., Geogrid Donatılı Kumlarda Taşıma Gücünün Model Deneylerle Araştırılması, 10. Mühendislik Sempozyumu, Süleyman Demiral Üniversitesi, Bildiriler Kitabı, Isparta, 414-420, 1999.
- [9] Shin, E.C. ve Das, B.M., Experimental Study of Bearing Capacity of A Strip Foundation on Geogrid Reinforced Sand, Geosynthetics International, 7, 1, 59-71, 2000.
- [10] Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E. S. ve Atalar, C., Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotechnical and Geological Engineering, 20, 169-180, 2002.
- [11] Patra, C.R., Das, B.M. ve Atalar, C., Bearing Capacity of Embedded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 23, 5, 454-462, 2005.
- [12] Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M. ve Shin, E.C., Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 24, 254-259, 2006.
- [13] Omar, M.T., Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid- Reinforced Sand, University of Sharjah Journal of Pure and Applied Sciences, 3, 2, 35-51, 2006.
- [14] Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B. ve Uzuner, B. A., Ultimate Loads for Eccentrically Loaded Model Shallow Strip Footings on Geotextile-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 27, 3, 176-182, 2009.

- [15] Cicek,E., Guler, E., Yetimoglu, T., Effect of reinforcement length for different geosynthetic reinforcements on strip footing on sand soil, Soils and Foundations, Volume 55, Issue 4, 661-677, 2015
- [16] Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., New York, 510, 1943.
- [17] Janbu, N., Settlement calculations based on the tangent modulus concept. University of Trondheim, Norwegian Institute of Technology, Geotechnical Institution, Bulletin 2, 57 p., 1967.
- [18] Fellenius B.H., Basics of Foundation Design, 36-51, 2006.
- [19] Binquet, J. ve Lee, K. L., Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, 12, 1241-1251, 1975.
- [20] Adams, M.T. ve Collin J.G., Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123, 1, 66-72, 1997.
- [21] Alawaji, H.A., Settlement and Bearing Capacity of Geogrid Reinforced Sand over Collapsible Soil, Geotextiles and Geomembranes, 19, 75-88, 2001.
- [22] DeMerchant, M.R., Valsangkar, A.J. ve Schriver, A.B., Plate Load Tests on Geogrid Reinforced Expanded Shale Lightweight Aggregate, Geotextiles and Geomembranes, 20, 173-190, 2002.
- [23] Michalowski, R.L., Limit Loads on Reinforced Foundation Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130, 4, 381-390, 2004.
- [24] Wayne, M.H., J.Han and K. Akins, The desing of geosynthetic reinforced foundation, In: Proceedings of ASCE's Annuals Convention and Exposition, ASCE Geotechnical Special Publication, 1-8, 1998.
- [25] Kost, A.D., Filz, G.M., Cousins, T., Brown, M.C., Full-scale investigation of differential settlements beneath a geosynthetic-reinforced soil bridge abutment, Transportation Research Record, 2462, 28-36, 2014.
- [26] Wang, Z.-J., Ma, S.-W., Lu, L., Study of reinforced soil adjusted to differential settlement based on parabolic cable theory, Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics Volume 38, Issue 11, 3319-3324, 3340, 2017.
- [27] Boussinesq, J., Application des potentiels a l'etude de l'equilibre et due mouvement des solids elastiques, Gauthiers-Villars, Paris, 1885.
- [28] Westergaard, H.M., A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics: A soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets. In Contributions to the Mechanics of Solids, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume, MacMillan, New York, 260 – 277, 1938.
- [29] Newmark, N.M., Simplified computation of vertical stress below foundations. Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, Circular 24, Urbana, Illinois, 19, 1935.

- [30] Newmark, N.M., Influence chart for computation of stresses in elastic foundations. University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin Series 338, Vol. 61, No. 92, Urbana, Illinois, 28, 1942.
- [31] Taylor, D.W., Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons, New York, 700, 1948.
- [32] Algin, H. M., Stresses from linearly distributed pressures over rectangular areas, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 24(8), 681–692, (2000).
- [33] Poulos H. G., Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough rigid base, Geotechnique, 17, 4, 378-410, 1967.
- [34] Keskin, S., Laman, M., and Baran, T. Experimental determination and numerical analysis of vertical stresses under square footings resting on sand. Teknik Dergi, 19(4), 4521–4538., 2008.
- [35] Chen, Q., An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation., Ph.D. dissertation, Louisiana State Univ., Baton Rouge, LA., 2007.
- [36] Çicek,E., Guler, E., Yetimoglu, T., Comparison of Measured and Theoretical Pressure Distribution below Strip Footings on Sand Soil, International Journal of Geomechanics, Volume 14, Issue 5, 2014.
- [37] ASTM D854-14, Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2014.
- [38] ASTM D4253-16, Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2016.
- [39] ASTM D4254-16, Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2016.
- [40] ASTM D3080 / D3080M-11, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2011.
- [41] Kirkpatrick, W. M. ve Yanikian, H. A., Side Friction in Plane Strain Tests, Proceedings of the Fourth South East Conference On Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malaysia 76-84, 1975.
- [42] Kirkpatrick, W. M. ve Uzuner, B.A., Measurement Errors in Model Foundations Tests, Istanbul Conference on Soil Mechanics, Istanbul, 98–106, 1975.
- [43] Plaxis 2D, Manuals. Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2D – Version 8.6. (Edited by Brinkgreve R.B.J., Broere W. And Waterman D.) Delft University of Technology & Plaxis, The Netherlands, 2004.

Yoğrulmuş Killerde Dayanım ve Deformasyon Parametrelerinin Düşen Koni ve Veyn Deneyleri ile Belirlenmesi

Murat GÜLEN¹
Havvanur KILIÇ²

ÖZ

Yoğrulmuş ve örselenmemiş killi zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti pratik olarak veyn deneyi ile belirlenebilmektedir. Diğer bir pratik deney olan düşen koni deneyi ile de yoğrulmuş kohezyonlu zeminlerin drenajsız kayma mukavemetine geçiş yapılabilmektedir. Ancak bu geçiş sırasında bir düşen koni faktörüne (K) ihtiyaç duyulmaktadır. Deneysel verilerle kalibre edilen koni faktörü, farklı su muhtevaları için hesaplanan drenajsız kayma mukavemetleri ve kritik durumdaki boşluk oranları kullanılarak drenajlı kayma mukavemeti açısına geçiş yapılmaktadır. Bu çalışmada, yoğrularak hazırlanan farklı endeks özelliklere sahip kohezyonlu zemin örnekleri üzerinde, literatürde önerilen yöntemlerden faydalanılarak sıkışabilirlik ve mukavemet parametreleri pratik olarak belirlenmiştir. Aynı zeminler için ödometre ve üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen sıkışabilirlik ve mukavemet parametreleri ile karşılaştırılarak uygulanan yöntemin kullanılabilirliği değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yoğrulmuş kil, kritik durum parametreleri, düşen koni deneyi.

ABSTRACT

Determination of Strength and Deformation Parameters of Remolded Clays by Falling Cone and Veyn Tests

In practice, the shear vane test is used to predict the undrained shear strength of remolded and undisturbed clay soils. The undrained shear strength could also be estimated for remolded soils by the fall cone test. However, the determination of undrained shear strength by this test requires a very significant factor which is referred to as fall cone factor. The drained internal friction angle could be obtained by using the fall cone factor, calibrated in accordance with experimental results and the values of undrained shear strength calculated for different water

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 15 Kasım 2018 günü ulaşmıştır. 16 Eylül 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Temmuz 2020 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.483348>

1 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - mgulen@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-4143-9266>

2 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - kilic@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-9455-1687>

contents and void ratios at critical state. In this study, compressibility and strength parameters were determined practically on remolded samples of cohesive soils with different index properties by using the methods proposed in the literature. In addition, the applicability of the method used was evaluated for the same soil by comparing the compressibility and strength parameters obtained from oedometer and triaxial compression tests.

Keywords: Remolded clay, critical state parameters, fall cone test.

1.GİRİŞ

İskandinav ülkelerinde yoğrulmuş killi zeminlerin likit limit (w_L) değerlerinin belirlenmesi için geliştirilen düşen koni aleti, günümüzde birçok ülke tarafından standartları oluşturularak zeminlerin kıvam özellikleri, yoğrulmuş zeminlerin likit limitteki drenajsız kayma mukavemeti (S_{uL}) ve kritik durum parametrelerini (M , λ) belirlemek için kullanılmaktadır [1]. Bu çalışmada düşen koni ve veyn deney aletleri kullanılarak likit limit (w_L) ve plastik limit (w_p), normal konsolidasyon çizgisi eğimi (λ), drenajsız kayma mukavemeti (S_u), efektif içsel sürtünme açısı ve kritik durum çizgisi eğimi (M)'nin daha kısa sürede belirlenebilmesi için veyn ve düşen koni deney aletleri kullanılarak iki seri deneysel çalışma yapılmıştır. Bu kapsamda literatürde mevcut olan Hansbo (1956), Schofield ve Wroth (1968), Koumoto ve Houlsby (2001) ile Farias ve Liona Serna (2016) tarafından yapılan çalışmalardan faydalanılarak 30⁰ ve 80 gram özelliklerine sahip düşen koni ve laboratuvar veyn deney aletleri kullanılarak sıkışabilirlik ve mukavemet parametreleri pratik olarak belirlenmiştir. Aynı parametreler ödometre ve konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneylerinden belirlenerek karşılaştırılmış ve killi zeminler için uyumlu sonuçlar elde edilmiştir.

1.1. Düşen Koni ile Yapılan Çalışmalar

Düşen koni deney aletinden belirlenen likit limit (w_L) değerinin, deneyi yapan kişiden bağımsız olmasından dolayı Casagrande yöntemine göre daha gerçekçi sonuçlar verdiği belirtilmektedir. Koumoto ve Houlsby (2001) tarafından çeşitli zeminler üzerinde yapılan düşen koni ve Casagrande deney sonuçları arasındaki farkın $w_L < 100$ olan zeminlerde az; $w_L > 100$ olan zeminlerde %13'e varan farklılıklar olduğu belirtilmiştir. Bu çalışmalarda 60⁰-60 gram özelliklerine sahip koni kullanılmış ve koninin w_L değeri için batma miktarı 11.5 mm, plastik limitteki (w_p) batma miktarı 1.15 mm olarak dikkate alınmıştır [2].

İsveç, Norveç, Kanada vb. ülkelerde yaygın olarak kullanılan, 60⁰-60 gram özelliklerine sahip düşen koniler için w_L değeri için batma miktarı (h_L) 10 mm genel kabul görünken; İngiliz konisi olarak bilinen Fransa, İngiltere vb. ülkelerde yaygın olarak kullanılan 30⁰ ve 80 gram özelliklerine sahip düşen koniler için $h_L=20$ mm kabul görmektedir. 60⁰ ve 60 gram koniler için zemin özellikleri $w_L < 90$ olduğu durumlarda h_L değerinin 10-12 mm aralığında değiştiği yapılan çalışmalarda ifade edilmiştir [3].

Düşen koni ile zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti belirlenmesine yönelik ilk çalışmalar Hansbo (1956) tarafından yapılmıştır. Çalışma kapsamında Hansbo düşen koni faktörü (K) tanımlanmış ve koni batması ile drenajsız kayma mukavemeti (S_u) arasındaki ilişki (1) eşitliği ile ifade edilmiştir [4].

$$S_u = \frac{K \cdot Q}{h^2} \quad (1)$$

Eşitlik (1)'de; S_u drenajsız kayma mukavemeti (kN/m^2), K Hansbo koni faktörü, Q koninin ağırlığı (gr), h koni batma miktarıdır (mm). Farklı araştırmacılar tarafından farklı özelliklere sahip konilerle yapılan çalışmalarda likit limitteki drenajsız kayma mukavemeti (S_{uL}) için elde edilen değerler Tablo 1'de belirtilmiştir [1, 5, 6, 7, 8].

Tablo 1 - Farklı araştırmalar tarafından önerilen S_{uL} değerleri

	Farias ve Liona Serna (2016)	Wood ve Wroth (1978)	Casagrande (1958)	Karlsson (1961)	Whyte (1982)
S_{uL} (kPa)	1	1.7	2-3	1.5-2.1	1.6

Düşen koninin çalışma mekanizması ve düşen koniden S_{uL} değerinin elde edilmesi ile ilgili başka çalışmalar da mevcuttur [9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16]. Deneysel olarak yapılan bu çalışmalarda Hansbo koni faktörü K 'nin koninin özelliklerine bağlı olduğu ifade edilse de; Koumoto ve Houlsby (2001) koni faktörü değerinin koninin yüzey pürüzlülüğüne, geometrisine, penetrasyon boyunca kile batan koninin deformasyon oranına, zeminin birim hacim ağırlığına ve numunede meydana gelen kabarma miktarına bağlı olduğu ifade edilmektedirler [2].

Skempton (1953) plastik limit su muhtevsındaki dayanımın (S_{up}), likit limit su muhtevsındaki dayanımın (S_{uL}) 100 katı olduğunu belirtmektedir [17]. Bu temel prensip, (1) eşitliğinde kullanılırsa; $S_{up}/S_{uL} = h_L^2/h_p^2 = 100$ ve $h_L/h_p=10$ olarak elde edilir. Ancak Koumoto ve Houlsby (2001) düşen koninin plastik limit değerinin belirlenmesi için kullanılması durumunda, $h_L=11.5$ mm alınmasını önermekte ve dolayısıyla $h_p=1.15$ mm olmaktadır [2]. Wood (1978) zeminlerin plastik limit (w_p) ve likit limit değerlerinin tek bir deney aleti ile belirlenmesi durumunda bu iki deneyin çok daha kolay, kullanışlı ve daha anlamlı olacağını belirtilerek, batma miktarına bağlı olarak geliştirilen amprik denklemler ile plastik limit değerinin hesaplanabileceğini göstermiştir [5]. Koumoto ve Houlsby (2001)'de ise düşen koni ile plastik limit değerini belirlemek yerine, çalışma mekanizması düşen koniye benzeyen farklı koni açısına ve ağırlığa sahip yeni bir deney aletinin geliştirilmesi gerektiği belirtilmiştir [2].

Koumoto ve Houlsby (2001) farklı su muhtevalarına sahip yoğrulmuş kil zeminler üzerinde yaptıkları veyn deneylerinden S_u değeri ile su muhtevası (w) arasında ters bir ilişki olduğu ve bu ilişkinin denkleminin a ve b katsayılarına bağlı olarak (2) eşitliği ile ifade edilebileceğini belirtmişlerdir [2].

$$w = a * \left(\frac{S_u}{P_a} \right)^{-b} \quad (2)$$

Eşitlik (2)'de "a" katsayısı zeminlerin dayanım ve su emme kapasiteleri ile ilişkili, "b" ise zeminlerin sıkışma katsayısını ve P_a atmosferik basıncı ifade etmektedir. Birçok çalışmada (2) eşitliğinde ifade edilen lineer ilişkinin likit limitten yüksek muhtevası ile plastik limite

yakın su muhtevası aralığı için geçerli olduğu belirtilmiştir [1, 2, 18]. Eşitlik (2)'de S_u değeri yerine eşitlik (1) yazılırsa eşitlik (3) elde edilmektedir [2].

$$w = a * \left(\frac{KQ}{P_{ah}^2} \right)^{-b} \quad (3)$$

1.2. Kritik Duruma Genel Bakış

Zemin mekaniği kapsamında, kritik durum çizgisinin denklemi (4) eşitliği ile ifade edilmektedir [19].

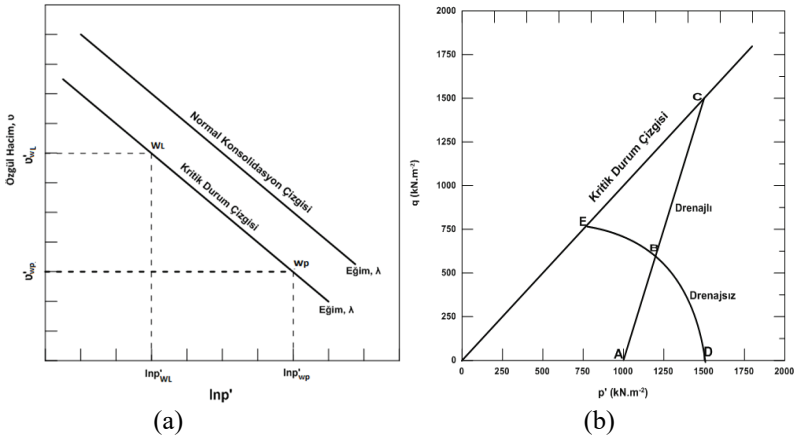
$$e = e_a - \lambda * \ln\left(\frac{p'}{p_a}\right) \quad (4)$$

Eşitlik (4)'te λ sıkışma katsayısı; e boşluk oranı; p' ortalama normal efektif gerilmeyi ve e_a ise $p'=P_a$ olduğu durumda boşluk oranını ifade etmektedir. Yapılan çalışmalarda yoğrulmuş zeminlerde doğrusal bir ilişki elde edebilmek için (4) eşitliği yerine, denklemin çift taraflı logaritması alınarak (5) eşitliği formunda kullanılması önerilmiştir [1, 2, 20].

$$e = e_a * \ln\left(\frac{p'}{p_a}\right)^{-\lambda} \quad (5)$$

(5) eşitliği için $e.S = w.G_s$ ilişkisi suya doymun zeminler için ($S=1$) kullanılırsa (6) eşitliği elde edilmektedir. S suya doymunluk derecesini, G_s zemin danelerinin özgül ağırlığını ifade etmektedir.

$$w(\%) = 100 \frac{e_a}{G_s} \ln\left(\frac{p'}{p_a}\right)^{-\lambda} \quad (6)$$



Şekil 1 - Kritik durumda a) $v:p'$ ilişkisi b) $q:p'$ ilişkisi

Normal konsolide bir zemin numunesi için drenajlı ve drenajsız yükleme durumlarında göçmenin kritik durum çizgisi üzerinde (KDC) gerçekleştiği bilinmektedir. Şekil 1'de özgül hacim (v) ile deviator gerilmenin (q) ortalama normal efektif gerilmeye (p') göre değişimi ve KDC'nin konumu gösterilmiştir.

Şekil 1a'da KDC'nin denklemi eşitlik (7)'de verilmiştir [19].

$$v = \Gamma - \lambda * \ln p' \quad (7)$$

Eşitlik (7)'de, $v=1+e$ değerine eşit olup, birim dane kütleinin kapladığı hacmi; $\Gamma = \text{KDC}$ için $p'=1$ olduğu durumda özgül hacim değerini ifade etmektedir. Eşitlik (7), v_{wp} ve v_{wL} değerleri için yazılıp denklemler taraf tarafa çıkarılır. Elde edilecek $v_{wL}-v_{wp}=\lambda \cdot \ln(p'_{wp}/p'_{wL})$ eşitliğinde $p'_{wp}/p'_{wL}=100=S_{up}/S_{uL}$ değeri yerine yazılırsa; $v_{wL}-v_{wp}=\lambda \cdot \ln(100)$ elde edilir. $v_{wL}-v_{wp}=\lambda \cdot \ln(100)$ ifadesinde v yerine $(1+e)$, suya doymun numuneler için e yerine $w \cdot G_s$ yazıldığında; $G_s \cdot (w_L - w_p) = \lambda \cdot \ln(100)$ eşitliği elde edilir. Bu ifade de $w_L - w_p = I_p$ (%) olacak şekilde ve $\ln(100)=4.61$ için düzenlenirse eşitlik (8) elde edilir [21].

$$\lambda = \frac{I_p}{461} \cdot G_s \quad (8)$$

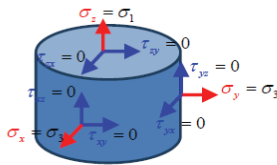
$q:p'$ düzleminde normal konsolide bir kilin drenajlı ve drenajsız yüklenmesi durumunda elde edilen göçme noktalarının ortak bir düzlem üzerinde yer aldığı ve bu düzlemin kritik durum çizgisi olarak ifade edildiği bilinmektedir. Kritik durumda zemin numunesinin boşluk oranında değişim meydana gelmemekte ve sabit hacimde deformasyonlar oluşmaktadır [21].

Şekil 1b'de drenajlı ve drenajsız koşullarda eksenel yükleme sonucunda $q-p'$ arasındaki ilişki (9) eşitliğinde verilmiştir [19].

$$q_f = M * p_f' \quad (9)$$

Bu eşitlikte q_f göçme anındaki deviator gerilme, p_f' ortalama normal efektif gerilme ve M ise KDC'nin eğimini göstermektedir. Bir zemin numunesine etki eden gerilme koşulları dikkate alındığında meydana gelecek gerilme durumları Şekil 2'de gösterilmiştir.

Üç eksenli deneyler için gerilme koşulları

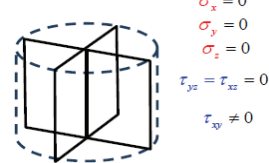


$$q = 2(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$q_f = 2s_u, \quad \alpha = 2$$

(a)

Veyn deneyi için gerilme koşulları



$$q = \sqrt{3}\tau_{xy}$$

$$q_f = \sqrt{3}s_u, \quad \alpha = \sqrt{3}$$

(b)

Şekil 2 - Farklı mukavemet deneylerinde oluşan gerilme durumları
a) üç eksenli deneyler, b) veyn kesme deneyi [14].

Şekil 2’de, α katsayısı gerilme koşullarına bağlı olarak S_u ve q arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Tüm gerilme koşulları dikkate alındığında geçme anında elde edilecek q değeri (10) eşitliğinde verilmiştir [1].

$$q_f = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 6 * (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)} \quad (10)$$

Eşitlikte; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z = x, y$ ve z normal gerilmelerini ifade ederken; $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ ise x, y ve z kayma gerilmelerini göstermektedir. Mini veyn kesme deneyi boyunca gerilmelerin durumu $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0, \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0, \tau_{xy} \neq 0$ olmaktadır. (10) eşitliğinde gerilme koşulları dikkate alınarak elde edilen deviyör gerilme değeri için genel bir ifade (11) eşitliğinde verilmiştir [1, 2].

$$q_f = a * \tau_{xy} = a * S_u \quad (11)$$

Eşitlik (9)’ da q_f yerine eşitlik (11) yazılıp p_f' yalnız bırakılırsa ve p_f' değeri eşitlik (6)’da yerine yazılırsa eşitlik (12) elde edilir.

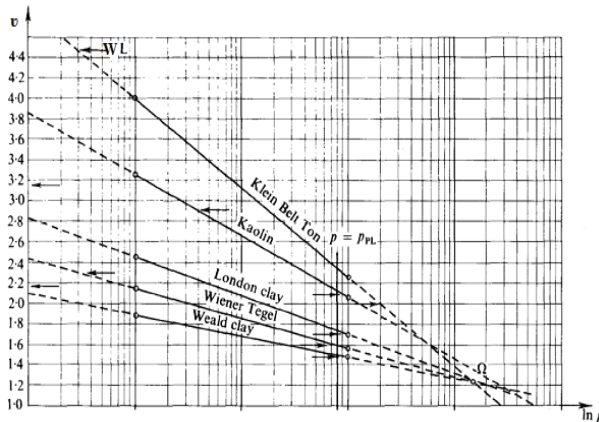
$$w = 100 * \left(\frac{e_a}{G_s}\right) * \left(\frac{S_u}{P_a}\right)^{-\lambda} * \left(\frac{\alpha}{M}\right)^{-\lambda} \quad (12)$$

Eşitlik (12) ve eşitlik (2)’deki w eşitliği kullanılırsa (13) ve (14) eşitlikleri elde edilebilir.

$$a = 100 * \left(\frac{e_a}{G_s}\right) * \left(\frac{\alpha}{M}\right)^{-\lambda} \quad (13)$$

$$b = \lambda \quad (14)$$

Eşitlik (14)’te $b=\lambda$ eşitliğini elde etmek için yapılan açıklamalar [1] ile [2] tarafından ifade edilen çalışmalarla “a” parametresi hariç aynıdır.



Şekil 3 - Farklı zeminlerin KDC'nin tek bir referans noktasına göre konumları [22]

Schofield ve Wroth (1968) farklı özelliklere sahip zemin numuneleri üzerinde yaptıkları çalışmalarda, KDÇ'nin geometrik olarak uzantısının tek bir referans noktasından (Ω) geçtiğini saptamışlardır. Bu referans noktasında özgül hacim değerini $v_{\Omega}=1.25$ ($e_{\Omega}=0.25$) ve ortalama normal efektif gerilme değerini $p'_{\Omega}=10340$ kPa olarak Şekil 3'te belirlemişlerdir [22].

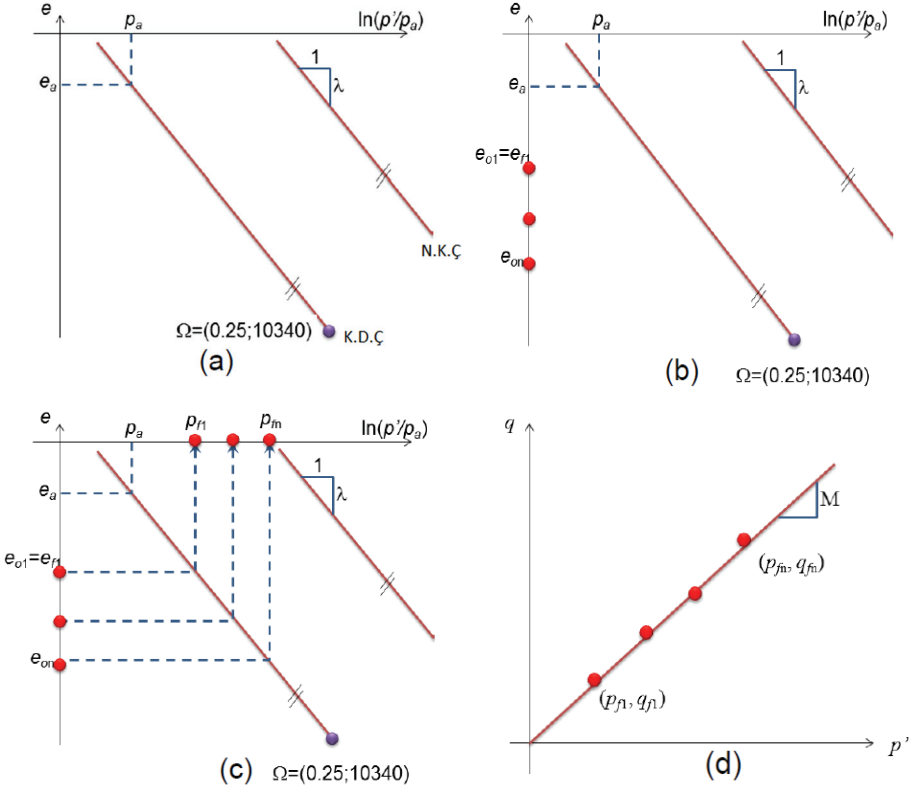
1.3. Düşen Koni İle Kritik Durum Parametrelerinin Elde Edilmesi

Bu çalışmada Hansbo (1956), Wroth ve Schofield (1968), Koumoto ve Houlsby (2001) ile Farias ve Liona Serna (2016) tarafından yapılan çalışmalardan yararlanarak aşağıdaki işlem adımları ile kritik durum parametreleri elde edilmiştir.

- Bu çalışma kapsamında kullanılacak zemin örneklerinin likit ve plastik limit değerleri, dane çapı dağılımı ve özgül ağırlık değerleri belirlenmiştir.
- Belirlenen kıvam özelliklerine göre likit limitten daha büyük ve plastik limite yakın su muhtevası aralığında yoğrulmuş zemin numuneleri hazırlanarak nem odasında su muhtevasını koruyacak şekilde dinlenmeye bırakılır. Belirli aralıklarla karıştırılarak homojen hale gelmesi sağlanır.
- Yoğrularak hazırlanan zemin numuneleri üzerinde veyn deneyi yapılarak her bir w için S_u değeri belirlenir. Şekil 7 ve Şekil 8'de gösterilen ve eşitlik (6)'da ifade edilen ilişki belirlenerek eşitlik (14)'de gösterilen $b=\lambda$ sıkışma katsayısı elde edilir.
- Yoğrularak hazırlanan zemin numuneleri üzerinde düşen koni deneyi yapılarak batma miktarları (h) ve bu batma miktarlarına karşılık gelen su muhtevaları belirlenir. Veyn deneyinden elde edilen S_u ve düşen koniden bulunan h değerleri kullanılarak Şekil 8'de gösterilen ilişki elde edilir. Eşitlik (2)'deki K değeri deneysel verilere göre belirlenir. Bulunan K değerine göre eşitlik (2) kullanılarak her bir su muhtevası için drenajsız kayma mukavemeti (S_u^*) yeniden hesaplanır.
- Hacmi bilinen numune kaplarına, yoğrulmuş zemin numunesi spatula kullanılarak sıvama yöntemi ile boşluk kalmayacak şekilde yerleştirilir ve her bir su muhtevası için boşluk oranları belirlenir.
- Her bir su muhtevası değeri için hesaplanan drenajsız kayma mukavemeti (S_u^*) kullanılarak eşitlik (11)'den veyn deneyi gerilme koşulları için q_f değeri hesaplanır.
- Veyn deneyinden elde edilen λ değeri (normal konsolidasyon çizgisinin eğimi), Şekil 3'te belirtilen referans noktaları ve her bir su muhtevası için belirlenen boşluk oranları kullanılarak göçme anındaki p_f' değerleri Şekil 4'teki adımlar takip edilerek elde edilir.
- Her bir su muhtevası değeri için hesaplanan boşluk oranı kullanılarak Şekil 4 (c) işlem adımında p_f' elde edilir. S_u^* değerlerine göre hesaplanan q_f ile Şekil 4 (d) işlem adımında kritik durum çizgisinin eğim değeri (M) ve (16) eşitliği kullanılarak drenajlı kayma mukavemeti açısı (ϕ') hesaplanır.

Uygulanan yöntem kapsamında düşen koni ve mini veyn deney aletleri kullanılarak w_L , w_P , M , ϕ' , S_u ve λ parametreleri belirlenmiştir. Bu değerlerin doğruluğunu kontrol etmek için aynı

parametreler zemin mekaniğinde yaygın kullanılan Casagrande likit limit, elle yuvarlama plastik limit, üç eksenli basınç (CU), veyn kesme ve ödometre deneylerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 4 - Kritik durum parametreleri için işlem adımları [14]

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Yapılan çalışmalarda BS 1377-2 standartlarıyla uyumlu 30⁰ ve 80 gram koni özelliklerine sahip yarı otomatik düşen koni deney aleti, ASTM D4648M-10 standartlarıyla uyumlu ve kesme hızı ayarı yapılabilen veyn aleti kullanılmıştır. Atterberg limitleri ASTM D4318-00, ödometre sıkışma deneyleri ASTM D2435/D2535M-11 ve üç eksenli basınç deneyleri ise ASTM D4767-11'e uygun deney aletleri kullanılarak yapılmıştır.

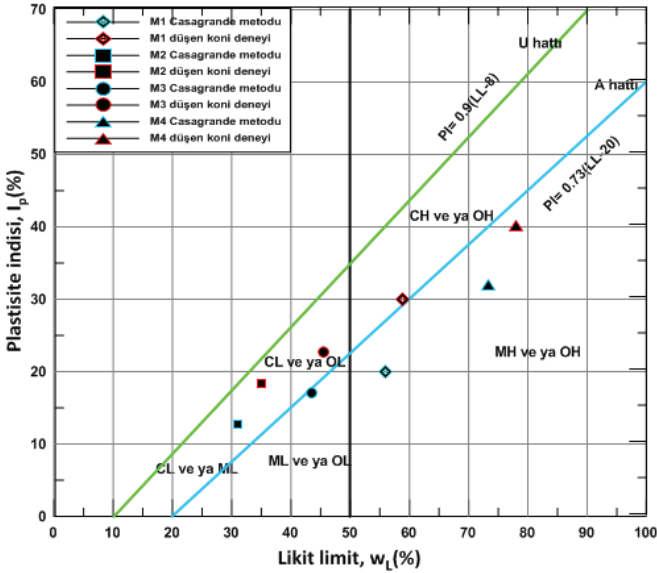
Bu çalışma kapsamında endeks özellikleri farklı dört ince daneli zemin kullanılmıştır. Bu zeminlerin düşen koni ve Casagrande deney aletleriyle bulunan kıvam limitleri Tablo 1'de, dane çapı oranları ve zemin sınıfları ise Tablo 2'de sunulmuştur. Zemin numunelerinin Casagrande Plastisite kartındaki konumları Şekil 5'te gösterilmiştir.

Tablo 1 - Zeminlerin endeks özellikleri

Numune	Sembol	G_s	Kıvam limitleri					
			Casagrande Yöntemi			Düşen Koni Yöntemi		
			w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)
Kaolin kili	M1	2.627	56.0	36.0	20.0	59.0	29.0	30.0
Havalımanı kili	M2	2.734	31.0	18.2	12.8	35.0	16.5	18.5
Gebze kili	M3	2.637	43.5	26.5	17.0	45.5	22.8	22.7
Çatalca kili	M4	2.725	73.4	41.4	32.0	78.0	37.8	40.2

Tablo 2 - Zeminlerin dane çapı dağılımı ve zemin sınıfı

Numune	Dane çapı oranları			Zemin sınıfı	
	Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)	Düşen koni yöntemi	Casagrande yöntemi
M1	-	35	65	MH	CH
M2	7.5	62.5	30	CL	CL
M3	-	38	62	ML	CL
M4	9	45	46	MH	MH



Şekil 5 - Çalışmada kullanılan zeminlerin Casagrande Plastisite Kartındaki konumları

Bu çalışma kapsamında yoğrularak hazırlanan zemin numuneleri üzerinde veyn kesme deneyi yapılmış ve Tablo 3'te her bir su muhtevası için belirlenen drenajsız kayma mukavemeti değerleri sunulmuştur.

Tablo 3 - Veyn deneyinden elde edilen kayma mukavemetleri

M1		M2		M3		M4	
w (%)	S _u (kPa)	w (%)	S _u (kPa)	w (%)	S _u (kPa)	w (%)	S _u (kPa)
61.65	1.48	34	1.69	46.10	2.08	78.23	1.91
55.77	2.95	33.10	2.01	44	2.61	73.31	2.75
53.25	3.52	31	3.42	41.15	4.09	66.46	5.22
49.06	5.68	29.20	4.87	37.10	6.93	63.53	6.58
45.47	8.51	27.83	6.46	33.73	11.24	57.63	10.80
42.99	11.46	24.50	11.44	30.75	19.08	52.88	15.57
40.16	19.30	23.20	17.15	29	28.44	48.84	20.22

Tablo 3'teki veriler kullanılarak eşitlik (2)'de ifade edilen $w - S_u$ arasındaki ilişki M1, M2, M3 ve M4 için Şekil 6'da gösterilmiştir. Elde edilen doğruların denklemlerinden a ve b katsayıları belirlenmiştir.

Şekil 6'da M1, M2, M3 ve M4 zeminleri için w ile S_u arasındaki ilişki için elde edilen eşitlikler sırası ile 15a, 15b, 15c ve 15d'de sunulmuştur.

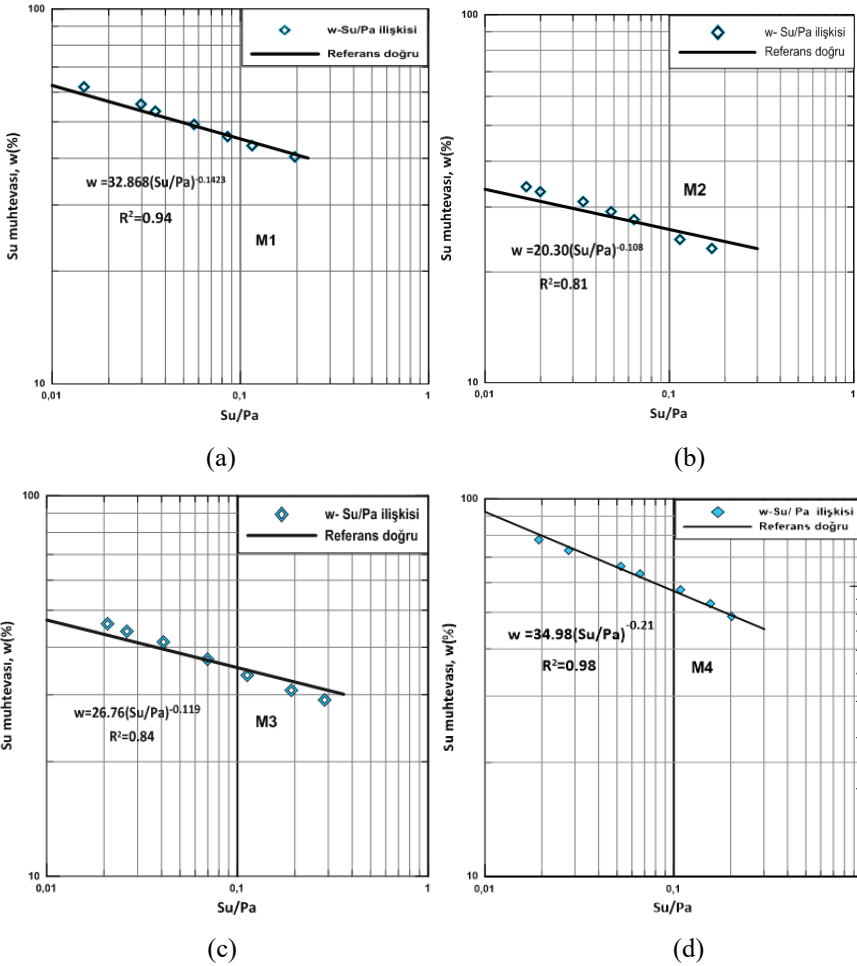
$$w_{M1} = 32.868 * \left(\frac{S_u}{P_a}\right)^{-0.1423} \quad (15a)$$

$$w_{M2} = 20.30 * \left(\frac{S_u}{P_a}\right)^{-0.108} \quad (15b)$$

$$w_{M3} = 26.76 * \left(\frac{S_u}{P_a}\right)^{-0.119} \quad (15c)$$

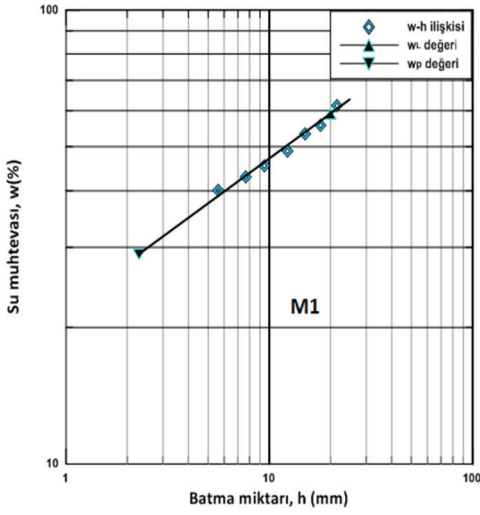
$$w_{M4} = 34.98 * \left(\frac{S_u}{P_a}\right)^{-0.21} \quad (15d)$$

Tablo 3'te belirtilen her bir zemin için yedi farklı w değerinde hazırlanan yoğrulmuş numuneler üzerinde düşen koni deneyleri yapılmıştır. Deneylerde her bir w değerinde ölçülen koni batma miktarı (h) belirlenmiş ve elde edilen h ile w arasındaki ilişki Şekil 7'de gösterilmiştir. Su muhtevası ve batma miktarının çift taraflı logaritmik ekseninde gösterilmesi ile w_L ve w_P değerleri belirlenmiştir.

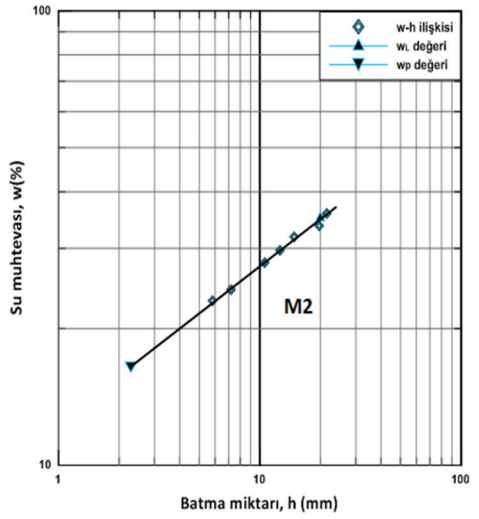


Şekil 6 - Su muhtevası ve drenajsız kayma mukavemeti ilişkisi a)M1, b) M2, c)M3, d)M4

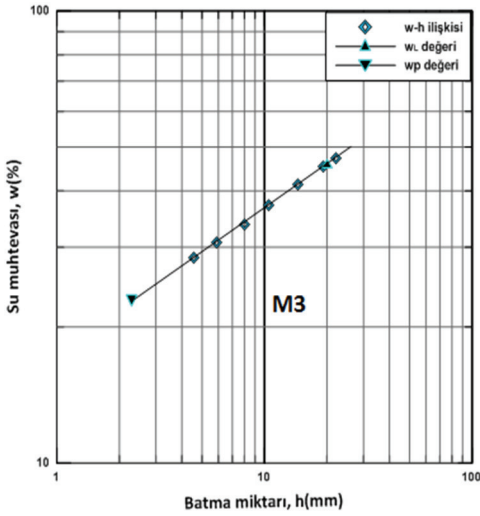
Şekil 7’de gösterilen w_L değerleri 30^0 ve 80 gram koni için 20 mm batmaya karşılık gelen w değeriyken; w_p değerleri literatürde 60^0 ve 60 gram koni için kabul gören 1.15 mm batma değerinin 30^0 ve 80 gram koniye uyarlanması ile 2.3 mm batmaya karşılık gelen w değerleri olarak dikkate alınmıştır. Yapılan literatür araştırmaları sonucu 30^0 ve 80 gram özelliklerine sahip düşen koniler için plastik limit değerine karşılık gelen ve kabul gören bir batma miktarı değerine rastlanmamıştır. Fakat 60^0 ve 60 gram koniler için plastik limit için genellikle 1.15 mm batma miktarına karşılık gelen su muhtevası değeri dikkate alınmaktadır. Farklı geometri ve ağırlığa sahip bu düşen koni deney aletleri için likit limitteki batma miktarları (10 mm ve 20 mm) arasında 2 kat fark mevcuttur. Bu çalışma kapsamında plastik limit su muhtevasının saptanması için bu 2 kat farkın plastik limit için de geçerli olduğu kabulü yapılarak, 2.3 mm ($1.15 \times 2 = 2.3$) batma için belirlenen su muhtevası değerleri plastik limit olarak kabul edilmiştir.



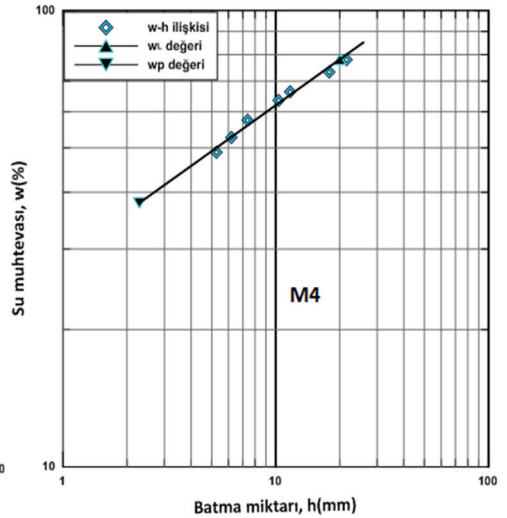
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 7 - Düşen koni deneyinden belirlenen $w - h$ ilişkileri a)M1, b)M2, c)M3, d)M4

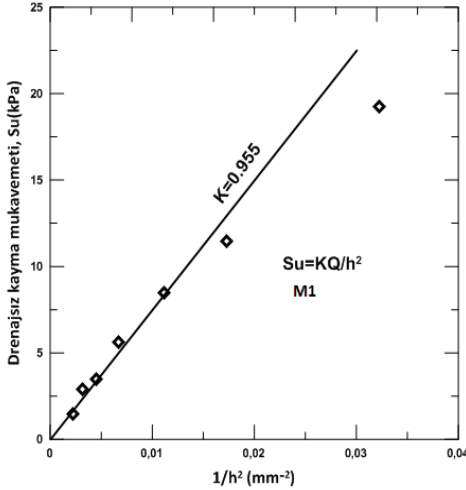
Yoğrulmuş numunelerde dikkate alınan su muhtevası değerleri (Tablo 3) için (1) eşitliği kullanılarak K koni faktörü hesaplanmıştır. Her bir numunede farklı su muhtevaları için hesaplanan bu K değerlerinin ortalaması alınarak bir $K_{(ort)}$ belirlenmiştir (Tablo 4). Deneysel verilerle belirlenen $K_{(ort)}$ ve düşen koniden elde edilen batma miktarları eşitlik (1)'de tekrar yazılarak her bir su muhtevası için drenajsız kayma mukavemeti (S_u^*) hesaplanmıştır (Tablo 4). S_u^* değerleri ile Şekil 2'de ifade edilen gerilme koşulları dikkate alınarak deviator gerilme

değerleri (q_f) belirlenmiştir. Tablo 4'te hesaplanan $K_{(ort)}$ değerlerinin S_u -h ilişkisi için Şekil 8'de gösterilmiştir.

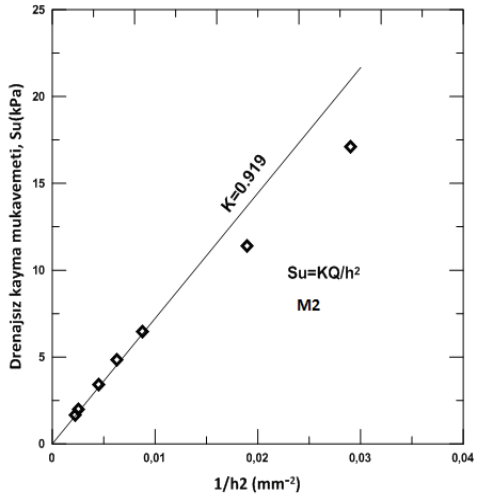
Tablo 4 - Deneysel ölçümlerden K değerinin belirlenmesi

M1		M2		M3		M4	
K	S_u^* (kPa)	K	S_u^* (kPa)	K	S_u^* (kPa)	K	S_u^* (kPa)
0.858	1.65	1.008	1.54	1.312	1.60	1.119	1.52
1.193	2.36	1.017	1.82	1.228	2.15	1.115	2.20
0.993	3.36	0.963	3.27	1.102	3.76	0.901	5.17
1.059	5.06	0.995	4.50	0.962	7.31	0.894	6.57
0.972	8.38	0.938	6.33	0.922	12.36	0.752	12.83
0.843	13.01	0.769	13.68	0.831	23.29	0.759	18.31
0.771	23.05	0.752	20.97	0.759	37.94	0.712	25.37
$K_{ort}=0.955$		$K_{ort}=0.919$		$K_{ort}=1.015$		$K_{ort}=0.893$	

Tablo 4'te görüldüğü gibi her bir zeminde farklı su muhtevası için elde edilen K koni faktörü likit limite yakın su muhtevalarında daha büyük değerler alırken; plastik limite yakın su muhtevalarında daha düşük değerler almaktadır.

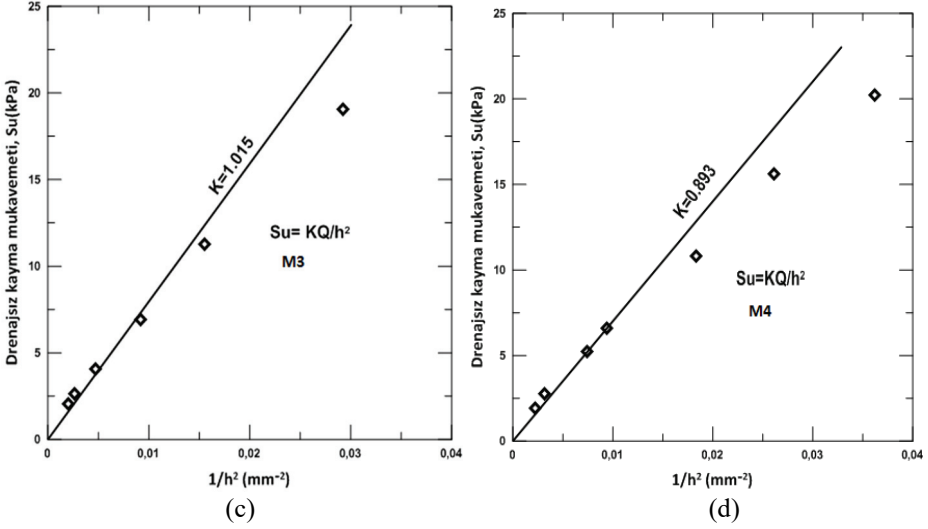


(a)



(b)

Şekil 8 - K koni faktörünün deneysel ölçümlerden elde edilmesi a)M1, b)M2, c)M3, d)M4



Şekil 8 - K koni faktörünün deneysel ölçümlerden elde edilmesi a)M1, b)M2, c)M3, d)M4 (devam)

2.1. Ödometre Sıkışma Deneyleri

Koumoto ve Houlsby (2001) tarafından önerilen $b=\lambda$ eşitliğinin doğruluğunu kontrol etmek için M1, M2, M3 ve M4 numuneleri üzerinde ödometre deneyleri yapılmıştır. Yoğrulmuş zemin numunesi sıvama yöntemi ile konsolidasyon ringine yerleştirilmiştir. Konsolidasyon deneyleri 6 yükleme ve 2 boşaltma kademesi yapılarak 8. günün sonunda sonlandırılmıştır. Deney sonuçları Şekil 9'da gösterilmiştir. Konsolidasyon deneylerinden belirlenen sıkışma çizgisi referans sıkışma doğrusu olarak ifade edilmiştir. Veyn deneyinden belirlenen sıkışma doğrusu ise kesikli çizgi ile gösterilmiştir.

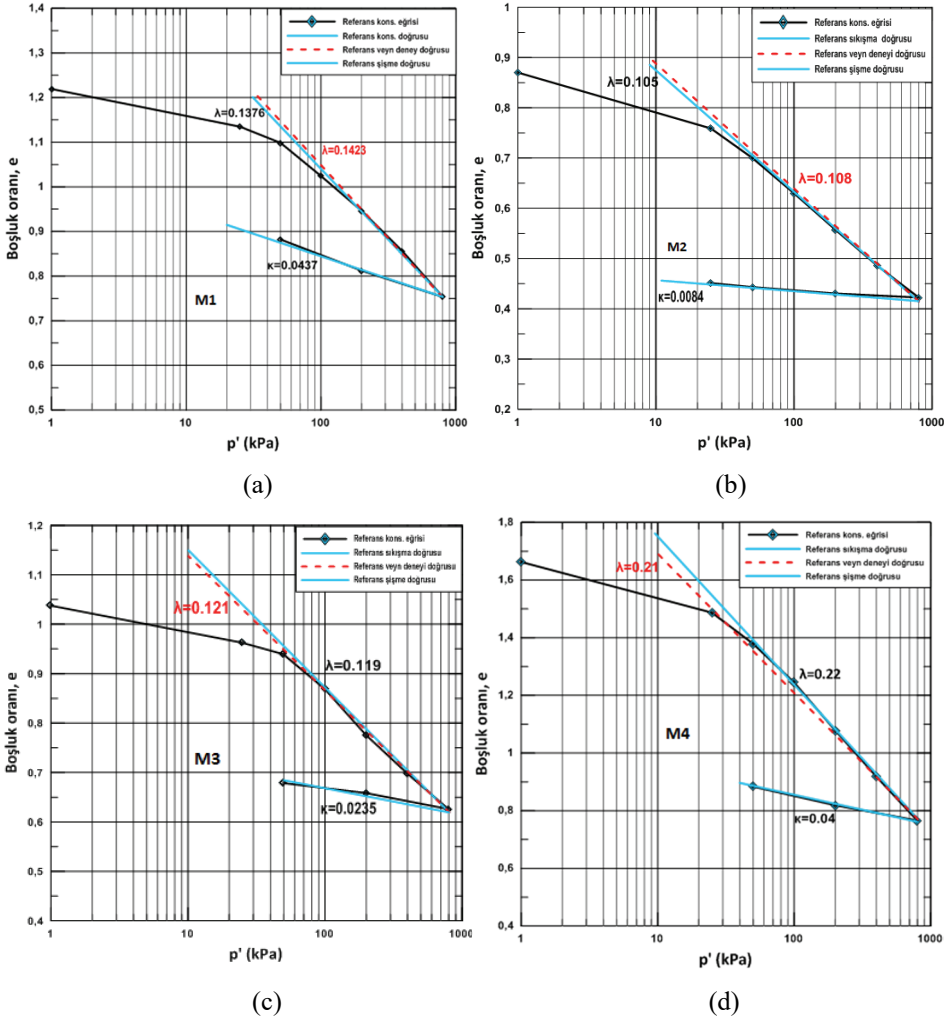
2.2. Konsolidasyonlu-Drenajsız (CU) Üç Eksenli Basınç Deneyleri

Üç eksenli basınç deneyleri için yoğrulmuş zemin numunesi 30 gram ağırlığında ahşap bir tokmak yardımıyla üç eksenli numune hazırlama tüpü içerisine boşluk kalmayacak şekilde yerleştirilmiştir. M1 için 100 kPa ve 200 kPa konsolidasyon basınçlarında CU deneyleri yapılmıştır. Konsolidasyon aşamasında suya doygunluk kontrolü yapılarak numunelerin başlangıç suya doygunluk derecelerinin %95'ten daha büyük olduğu görülmüştür. Yüksek konsolidasyon basıncında (500 kPa) deneme amaçlı yapılan deneylerde, konsolidasyon aşamasında yüksek basınç altında numunenin şekil değiştirdiği, benzer davranışın 100 kPa ve 200 kPa konsolidasyon basınçlarında olmadığı görülmüştür. Deneylerin sonuçlarına göre elde edilen gerilme izi eğrileri ($q:p'$) incelendiğinde 100 kPa ve 200 kPa konsolidasyon basınçlarında yapılan deneylerin kendi içinde uyumlu olduğu tespit edilmiştir.

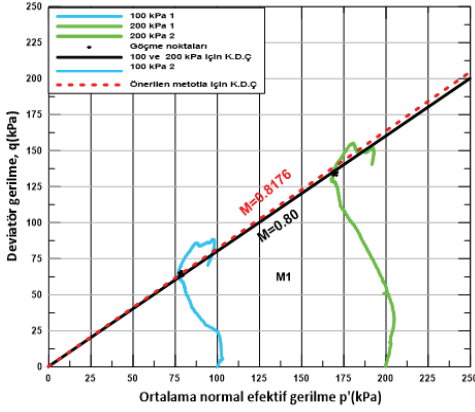
Yoğrulmuş zemin numuneleri üzerinde yapılan CU deneyleri için düşük konsolidasyon basınçlarının daha uygun olduğu görülmüştür. M1, M2, M3 ile M4 için 100 kPa ve 200 kPa konsolidasyon basıncında her bir zemin numunesi için 2 adet deney yapılmıştır. Yapılan bu

deneilerin sonuçlarının birbiri ile uyumlu ve deneylerin tekrarlanabilir olduğu görülmüştür. Bu numuneler için CU deneylerden elde edilen q_f - p_f' gerilme izleri ve kritik durum durum çizgileri Şekil 10'da verilmiştir.

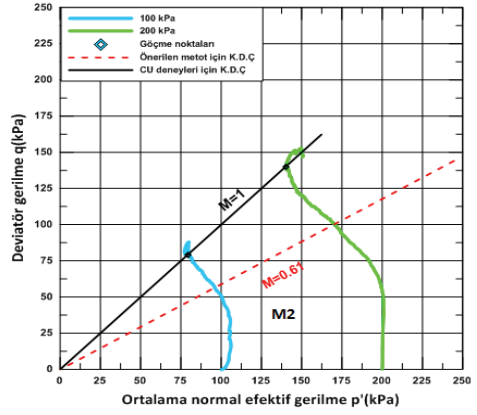
Şekil 10'da yapılan deneylerden elde edilen ortak KDC için ortalama q_f - p_f' değerleri Tablo 5'te sunulmuştur. CU deney verilerinden Mohr daireleri çizilmiş ve göçme zarfından elde edilen efektif göçme zarfları Şekil 11'de gösterilmiştir.



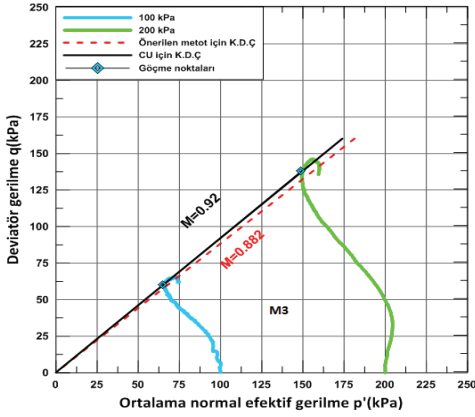
Şekil 9 - Ödometre ve veyn deneylerinden belirlenen sıkışma doğruları
a)M1, b)M2, c)M3, d)M4 (devam)



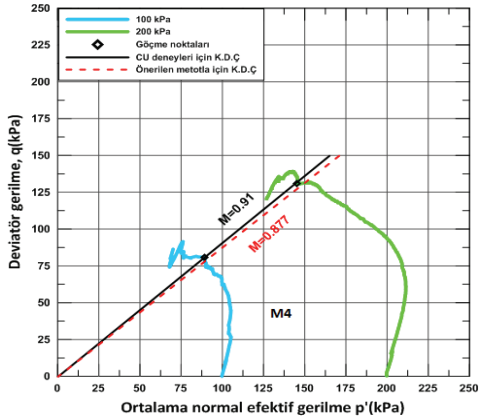
(a)



(b)



(c)

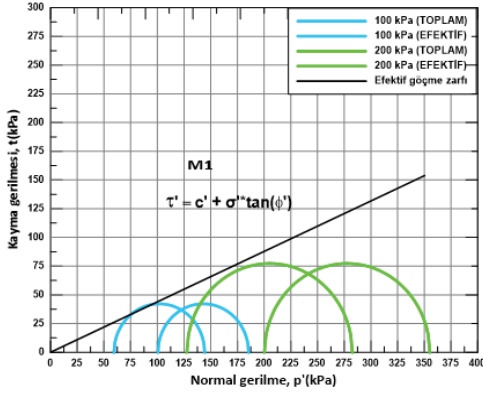


(d)

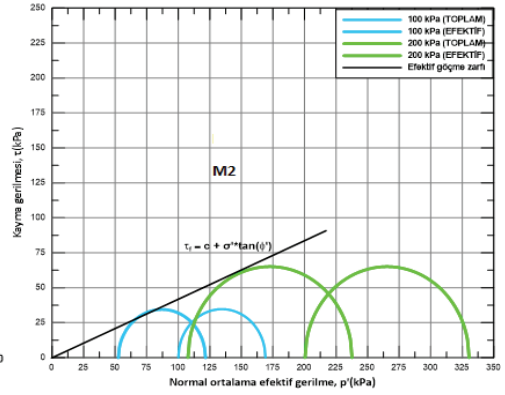
Şekil 10 - q - p' gerilme izleri için KDC'nin elde edilmesi a)M1, b)M2, c)M3, d)M4

Tablo 5 - Üç eksenli (CU)deneylerinden göçme anında elde edilen gerilme değerleri

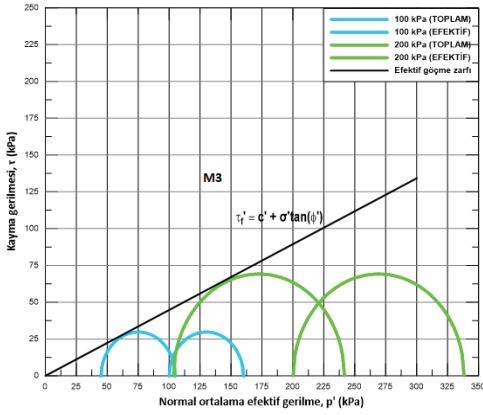
	M1		M2		M3		M4	
	100 kPa	200 kPa	100 kPa	200 kPa	100 kPa	200 kPa	100 kPa	200 kPa
q_f (kPa)	64	131	76	141	63	141	76	134
p_f' (kPa)	78.5	165	75	142.5	68	152	82.5	149.5



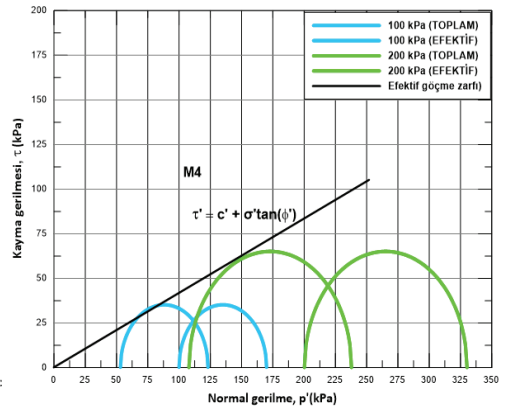
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 11 - CU deneylerinden elde edilen Mohr daireleri ve göçme zarfları a)M1, b)M2, c)M3, d)M4

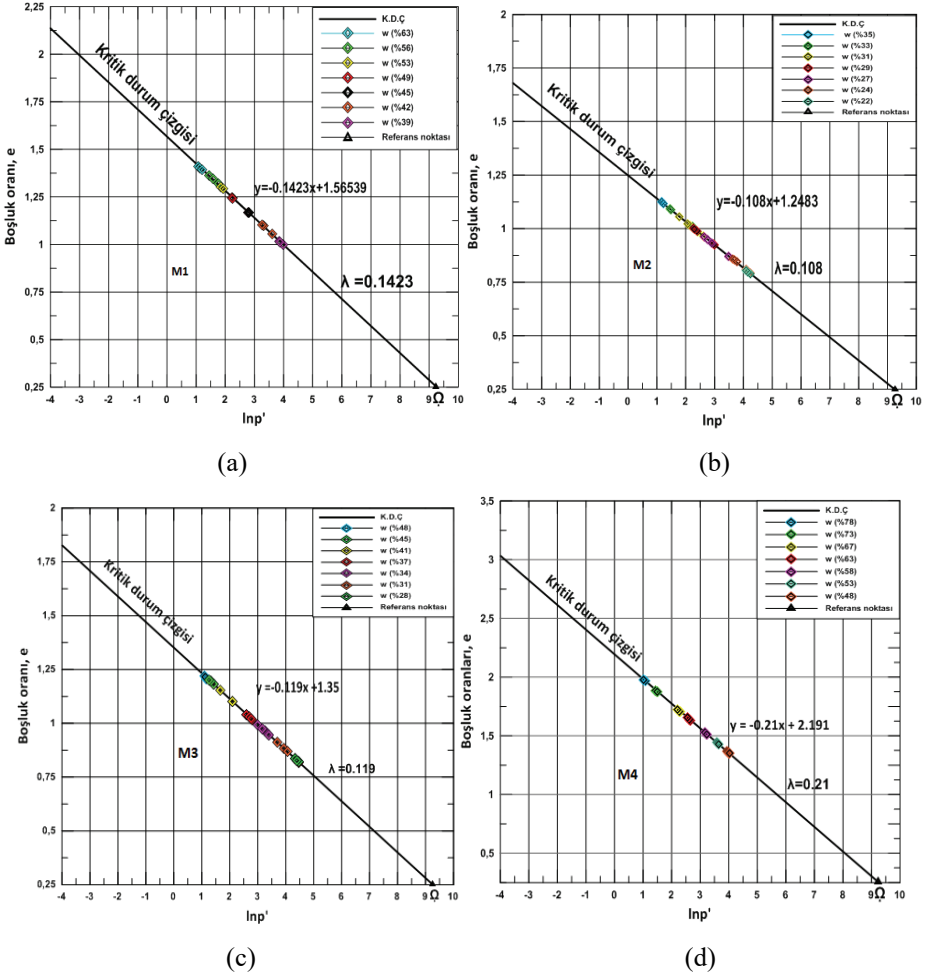
Mohr efektif göçme zarflarından elde edilen ortalama içsel sürtünme açıları Tablo 6'da sunulmuştur.

Tablo 6 - Mohr dairelerinden içsel sürtünme açılarının elde edilmesi

	M1		M2		M3		M4	
	100 (kPa)	200 (kPa)	100 (kPa)	200 (kPa)	100 (kPa)	200 (kPa)	100 (kPa)	200 (kPa)
ϕ'	20.70°		22.50°		24.12°		22.62°	

2.3. Kritik Durum Parametrelerine Geçiş

Kritik durum parametrelerinin elde edilebilmesi için veyn deneyinden belirlenen eğim değerleri, önerilen referans noktaları [20] ve düşen koni deneyinden farklı w değerleri için hesaplanan boşluk oranları ile Şekil 4'te gösterilen işlem adımları takip edilerek belirlenen kritik durum çizgileri Şekil 12'de gösterilmiştir.



Şekil 12 - p' değerlerinin elde edilmesi a)M1, b)M2, c)M3, d)M4

Yoğrulmuş zemin numuneleri hacmi bilinen numune kaplarına spatula yardımıyla sıvama yöntemi ile yerleştirilmiş ve her bir w için farklı e değerleri elde edilmiştir. Şekil 12'de x eksenini logaritmik olduğu için boşluk oranlarında % 0.1' lik bir farkın bile p' değerini oldukça değiştirdiği görülmüştür. Her bir w için yapılan tekrarlı denemeler sonucunda elde edilen " e "

değerleri arasındaki farkın azaltılması için çok sayıda deneme yapılmıştır. Örneğin M1 numunesinde “e” değerini bulmak için deney işlem adımları 17 kez tekrar edilmiştir. Tablo 7’de sunulan tüm değerler 17. deneme sonunda elde edilen sonuçlardır. Şekil 12a’dan elde edilen veriler Tablo 7’de M1 için sunulmuştur. Tablo 7’de yer alan q_f , Tablo 4’te hesaplanan S_u^* değerlerinin $\sqrt{3}$ ile çarpılması sonucu elde edilmiştir. Nihai durumda elde edilen M değeri eşitlik (16)’da yerine yazılarak ϕ' değeri hesaplanmıştır. Tablo 7’de M1 için yapılan tüm hesaplamalar M2, M3 ve M4 numuneleri için de yapılmış ve elde edilen $M_{(ort)}$ ve ϕ' değerleri Tablo 8’de sunulmuştur.

$$M = \frac{(6 \cdot \sin \phi')}{(3 - \sin \phi')} \quad (16)$$

Tablo 7 - M1 için kritik durum çizgisinden elde edilen kritik durum parametreleri

w (%)	e (=y)	p'	M=q/p'	M(ort)	M(ort)	ϕ'
61.66	1.409	2.986	0.959	0.9039	0.8176	21.1°
61.66	1.402	3.148	0.910			
61.66	1.391	3.406	0.842			
55.77	1.316	5.746	0.713	0.8440		
55.77	1.359	4.250	0.964			
55.77	1.342	4.791	0.855			
53.37	1.246	9.395	0.621	0.7969		
53.37	1.301	6.387	0.913			
53.37	1.292	6.810	0.856			
49.06	1.169	16.226	0.540	0.7986		
49.06	1.246	9.410	0.931			
49.06	1.245	9.488	0.924			
45.61	1.119	22.928	0.633	0.8247		
45.61	1.118	15.029	0.966			
45.61	1.165	16.630	0.873			
43	1.052	36.940	0.610	0.763		
43	1.095	27.322	0.824			
43	1.100	26.378	0.854			
40.16	1.014	48.297	0.826	0.7919		
40.16	0.997	54.425	0.733			
40.16	1.012	48.977	0.815			

Tablo 8 - Tüm zeminler için belirlenen $M_{(ort)}$ ve ϕ' değerleri

M1		M2		M3		M4	
$M_{(ort)}$	ϕ'	$M_{(ort)}$	ϕ'	$M_{(ort)}$	ϕ'	$M_{(ort)}$	ϕ'
0.8176	21.10 ⁰	0.609	16 ⁰	0.8822	22.65 ⁰	0.8776	22.50 ⁰

2.4. Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Tablo 1 ve Şekil 5'te bu çalışma kapsamında kullanılan 4 farklı zemin için Casagrande likit limit ve düşen koni deneylerinden elde edilen kıvam özellikleri ve Casagrande Plastisite kartındaki konumları verilmiştir. M1 için düşen koni ile farklı zamanlarda yapılan 5 deneyde w_L değerlerinin %58.5-%59.5 aralığında değiştiği; Casagrande yöntemiyle aynı koşullarda farklı kişiler tarafından yapılan deneylerden w_L değerlerinin %54-%58 aralığında değiştiği ve w_L değerleri arasında %4'lük bir fark olduğu görülmüştür. Plastik limit için öngörülen 2.3 mm batma miktarına karşılık gelen w_p Şekil 7'den %29 olarak belirlenmiştir. Bu w_p değerlerinin tekrarlanan düşen koni deneyleri sonunda %28-%30 aralığında değiştiği; elle yuvarlama yöntemiyle elde edilen w_p 'nin ise %32-%36 aralığında olduğu görülmüştür. M1 için iki farklı yöntemle göre belirlenen plastisite indisleri arasında %10'luk bir fark bulunmaktadır. Bu farktan dolayı M1'in Plastisite kartındaki konumları da farklılık göstermektedir. M1'in dane çapı dağılımı eğrisinden %65'i 0.002 mm'den küçük olduğu bilinmektedir. Casagrande ve elle yuvarlama yöntemleriyle bulunan kıvam limit değerlerine göre A hattının altında kaldığı ve MH zemin grubunda olduğu belirlenmiştir. Düşen koni ile bulunan kıvam limitlerine göre A hattının hemen üstünde ve CH zemin sınıfında olduğu görülmektedir. Dane çapı dağılımı eğrisi ile düşen koniden belirlenen kıvam limitlerine göre bulunan zemin sınıfı birbiri ile tutarlıdır. Tablo 1'de M2 için bulunan w_L değerleri arasında %4; w_p değerleri arasında %5.7 fark bulunmakta ve CL; M3 için w_L değerleri arasında %2; w_p değerleri arasında %3.7; M4 için w_L değerleri arasında %4.6; w_p değerleri arasında %3.6 fark bulunmaktadır.

Casagrande ve düşen koni likit limit deneylerinden elde edilen sonuçlarının farklı olmasının nedenlerini araştıran detaylı çalışmalar da bulunmaktadır [23, 24].

Şekil 6'da veyn deneyinden, Şekil 9'da ödometre deneyinden ve eşitlik (8) 'den kıvam özelliklerine göre hesaplanan λ değerleri Tablo 9'da sunulmuştur.

Tablo 9 - Farklı yöntemlerle elde edilen λ değerleri

Numune	Veyn kesme deneyi	Ödometre deneyi	Kıvam özellikleri	
			Casagrande metodu	Düşen koni metodu
M1	0.1423	0.1376	0.114	0.171
M2	0.1080	0.1050	0.076	0.11
M3	0.1190	0.1210	0.098	0.13
M4	0.2100	0.2200	0.189	0.238

Eşitlik (1)'de deneysel verilerle kalibre edilen Hansbo düşen koni faktörüne göre hesaplanan S_{uL}^* değerlerinin literatürde yoğrulmuş zeminler için 30^0 ve 80 gram ile 60^0 ve 60 gram özelliklerine sahip düşen koniler için önerilen S_u değerleri ile karşılaştırılması Tablo 10'da sunulmuştur. M1 zemini için eşitlik (1)'de $K=0.955$ ve $h_L=20$ mm değerleri yerine yazıldığında S_{uL}^* değeri 1.88 kPa; M2 için $K=0.92$ değeri için S_{uL}^* değeri 1.80 kPa; M3 için $K=1.015$ değeri için S_{uL}^* değeri 1.99 kPa; M4 için $K=0.893$ için S_{uL}^* değeri 1.75 kPa olarak hesaplanmıştır.

Tablo 10 - Likit limit su muhtevsındaki S_{uL}^* değerleri

	Bu çalışma (2018)	Farias ve Liona Serna (2016)	Koumoto ve Houlsby (2001)	Whyte (1982)	Wood ve Wroth (1978)	Karlsson (1961)	Casagrande (1958)
S_{uL}^*	1.75-1.99	1.00	1.38-4.52	1.60	1.70	1.50-2.10	2.00-3.00

Tablo 10'da sunulan Koumoto ve Houlsby (2001) çalışması 60^0 - 60 gram özellikli koni ile Karlsson (1961) çalışmasında her iki koniyi de kullanmıştır.

CU deneylerinden belirlenen (M) değerleri ile bu çalışma kapsamında Hansbo (1956), Wroth ve Schofield (1968), Koumoto ve Houlsby (2001) ile Farias ve Liona Serna (2016) tarafından yapılan çalışmalardan yararlanarak elde edilen (M) değerleri Tablo 11'de gösterilmiştir. M1 için üç eksenli CU deneylerinden $M=0.80$ ve uygulanan yöntemle $a=\sqrt{3}$ için elde edilen $M=0.8176$ değerlerinin literatürde yapılan çalışmalarda kaolin kili için belirtilen 0.65 - 1.16 aralığında olduğu görülmektedir.

Tablo 11 - Kritik durum parametrelerinin karşılaştırılması

Numune	Bu çalışma kapsamında uygulanan yöntem		Üç Eksenli CU Deneyleri	
	M	ϕ'	M	ϕ'
M1	0.817	21.10°	0.80	20.70°
M2	0.610	16°	1.00	22.70°
M3	0.882	22.65°	0.92	24.12°
M4	0.878	22.50°	0.91	22.62°

Eşitlik (1)'den yararlanarak her bir zemin numunesi için belirlenen ortalama $K_{(ort)}$ değerleri sırasıyla $M1_K=0.955$, $M2_K=0.92$, $M3_K=1.015$ ve $M4_K=0.893$ olarak belirlenmiştir. Deneysel ölçümlerden belirlenen koni faktörlerinin literatürde yapılan benzer çalışmalarla karşılaştırılması Tablo 12'de sunulmuştur. Tabloda yer alan Wood (1985)*, Gardiner (1982)* ve Karlsson (1961)* çalışmalarında ağırlıkları 100 gram ($Q=9.81*100$) olan koniler kullanmışlardır [7, 9, 10].

Tablo 12 - Deneysel verilerle kalibre edilen K değerlerinin literatürle karşılaştırılması

	Bu çalışma (2018)	Farias ve Liona Serna (2016)	O'Kelly (2014)	Wood (1985)*	Gardiner (1982)*	Karlsson (1961)*	Hansbo (1957)
K	0.893-1.015	0.498	0.565	0.85	1.058	0.80	1

3. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, endeks özellikleri farklı yoğrulmuş zemin numuneleri için Hansbo (1956), Wroth ve Schofield (1968), Koumoto ve Houlsby (2001) ile Farias ve Liona Serna (2016) tarafından yapılan çalışmalardan faydalanılarak 30⁰ ve 80 gram özelliklerine sahip düşen koni ve laboratuvar veyn deney aletleri kullanılarak sıkışabilirlik ve mukavemet parametreleri pratik olarak belirlenmiştir. Uygulanan yöntem ile elde edilen λ ve ϕ' değerleri ile ödometre ve üç eksenli (CU) deneylerinden elde edilen parametrelerin karşılaştırılması yapılmıştır.

Zeminlerin kıvam limitlerinin belirlenmesi için kullanılan geleneksel Casagrande ve elle yuvarlama yöntemlerinden elde edilen w_L ve w_P değerlerinin deneyi yapan kişinin alışkanlıklarına göre farklılık gösterebildiği bilinmektedir. Düşen koni ile elde edilen w_L ve w_P değerlerinin kişiden bağımsız olduğu ve kendi içinde daha uyumlu olduğu görülmüştür. Bu yöntemlerden elde edilen kıvam özelliklerine göre Casagrande Plastisite Kartı dikkate alınarak yapılan zemin sınıflandırmasında da farklılık olduğu tespit edilmiştir.

Her bir zemin numunesi için deneysel veriler dikkate alınarak belirlenen Hansbo düşen koni faktörleri (K) ile likit limitten yüksek ve plastik limite yakın su muhtevası aralığında drenajsız kayma mukavemetinin kolaylıkla hesaplanabileceği görülmüştür. Bu çalışmada kullanılan zeminler için bulunan S_{uL} * değerlerinin literatürde önerilen değerler ile uyumlu olduğu; hatta çoğu araştırmacı tarafından önerilen 1.70 kPa değerine oldukça yakın olduğu belirlenmiştir.

Klasik ödometre deneyinden 8 günde ve veyn kesme deneyinden 2 günde belirlenen sıkışma indeksi λ değerlerinin oldukça uyumlu olduğu; kıvam özelliklerine göre hesaplanan λ değerlerinin ise kısmen uyumlu olduğu görülmüştür.

M1, M3 ve M4 numuneleri ile yapılan üç eksenli (CU) deneylerinden elde edilen KDÇ'nin eğimi M ve ϕ' ile Hansbo (1956), Wroth ve Schofield (1968), Koumoto ve Houlsby (2001) ile Farias ve Liona Serna (2016) çalışmalarından faydalanılarak uygulanan yöntem ile elde edilen M ve ϕ' değerleri arasındaki uyum %95'ten büyüktür. Ayrıca uygulanan yöntem normal konsolide yoğrulmuş kohezyonlu zeminlerin kritik durum parametrelerinin daha hızlı, daha kolay, daha az maliyetle ve kişi faktöründen daha bağımsız elde edilmesine olanak sağlamaktadır.

Eşitlik (11)'de $\alpha=\sqrt{3}$ yerine $\alpha=2$ kullanılarak elde edilen M değerleri bu çalışmada kullanılan zeminler için %15.4 daha büyük olmaktadır. Ayrıca $\alpha=2$ için elde edilen M değerlerine bağlı elde edilen ϕ' değerleri M1 için %12.08; M2 için %13.51; M3 ve M4 için ise %11.76 daha büyük olmaktadır.

Bu çalışmada 30⁰ ve 80 gram koni özelliklerine sahip düşen koni ile elde edilen K değerleri, literatürde yapılan çalışmalardan farklı olarak, deneysel veriler kullanılarak belirlenmiştir. Elde edilen K değerlerinin ve K değerlerine bağlı olarak hesaplanan S_u^* değerlerinin literatürdeki K ve S_u değerleri ile uyumlu olduğu görülmüştür.

4. TARTIŞMA VE ÖNERİLER

Düşen koni deneyinden plastik limitin belirlenmesinde 60⁰ ve 60 gram koni için genellikle 1.15 mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değeri dikkate alınmaktadır. Literatürde 30⁰ ve 80 gram özelliklerine sahip düşen koni için kabul gören bir batma değeri yoktur ve bu konu üzerinde çalışılması gerekmektedir. Bu iki düşen koni deney aleti için likit limitteki batma miktarları arasında 2 kat fark vardır. Bu çalışma kapsamında plastik limit su muhtevasının saptanmasında bu 2 kat farktan yararlanılarak, 2.3 mm ($1.15 \times 2 = 2.3$) batma için belirlenen su muhtevası, plastik limit olarak kullanılmıştır. Bu çalışma kapsamında dört farklı zemin için farklı zamanlarda yapılan düşen koni deneylerinden belirlenen w_p değerlerinin kendi içinde oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Tablo 1’de yer alan w_p değerlerinin % 1.7-%7; w_L değerlerinin %2-%4.6 aralığında farklılık gösterdiği tespit edilmiştir. Ayrıca birçok araştırmacı tarafından önerildiği gibi plastik limit değerinin belirlenmesi için çalışma mekanizması düşen koniye benzeyen, koni açısı ve ağırlığı tamamen özgül olan bir koni geliştirilmesi gerektiği açıktır.

M2’nin dane çapı dağılımı eğrisinden %7.5 kum, %62.5 silt ve %30 kil olduğu bilinmektedir. M2 için CU deneyleri ile elde edilen $M=1$ değeri ve önerilen yöntemle belirlenen $M=0.61$ değerlerinin uyumsuz olduğu görülmüştür. Ayrıca Mohr dairelerinden geçen göçme zarflarından $\phi'=22.70^0$ ve eşitlik (16)’da $M=0.61$ için $\phi'=16^0$ hesaplanmıştır. M2 diğer numunelerden farklı olarak silt oranı yüksek bir zemindir. Farklı su muhtevası değerleri için boşluk oranları belirlenirken numunenin kaplara yerleştirilmesi sırasında sorunlar yaşanmış ve numunenin kaplara sağlıklı bir şekilde yerleşmediği fark edilmiştir. Yapılan tekrarlı denemeler sonucunda bu sorun aşılamamış ve nihai durumda M2 için uyumlu sonuçlar elde edilememiştir. Böylece Farias ve Lİona Serna (2016) tarafından M değerinin bulunmasına yönelik yapılan çalışmaların yoğunlaşmış kil zeminler için kullanılması gerektiği düşünülmektedir. Bu sonucun genelleştirilebilmesi için daha fazla zemin numunesi üzerinde deneysel çalışmaya ihtiyaç vardır.

Semboller

- a : Zeminlerin dayanım ve su emme kapasitelerini gösteren katsayı
b : Veyn deneyinden elde edilen sıkışma katsayısı
c : Kohezyon değeri
e : Boşluk oranı
 e_a : $P_a=p'$ olduğu zamanki boşluk oranı
 G_s : Özgül yoğunluk
h : Koni batma miktarı (mm)

h_p	: Plastik limitteki batma miktarı (mm)
h_L	: Likit limitteki batma miktarı (mm)
I_p	: Plastisite indeksi
K	: Hansbo düşen koni faktörü
M	: Kritik durum çizgisinin eğimi
M_1	: Kaolin kili
M_2	: Havalimanı kili
M_3	: Gebze kili
M_4	: Çatalca kili
M_{1K}	: Kaolin kili için bulunan düşen koni faktörü
M_{2K}	: Havalimanı kili için bulunan düşen koni faktörü
M_{3K}	: Gebze kili için bulunan düşen koni faktörü
M_{4K}	: Çatalca kili için bulunan düşen koni faktörü
P_a	: Atmosferik basınç (kPa)
p'	: Ortalama normal efektif gerilme (kPa)
p_f'	: Göçme anındaki ortalama normal efektif gerilme (kPa)
p_{LL}'	: Likit limitteki ortalama normal efektif gerilme (kPa)
p_{PL}'	: Likit limitteki ortalama normal efektif gerilme (kPa)
S	: Doygunluk derecesi
S_u	: Drenajsız kayma mukavemeti (kPa)
S_u^*	: Kalibre edilen koni faktörüyle hesaplanan drenajsız kayma mukavemeti (kPa)
S_{uL}	: Likit limitteki drenajsız kayma mukavemeti (kPa)
S_{up}	: Plastik limitteki drenajsız kayma mukavemeti (kPa)
α	: Drenajsız kayma mukavemeti ile deviatör gerilme ilişkisini gösteren katsayı
τ	: Kayma gerilmesi (kPa)
σ	: Normal gerilme (kPa)
q_f	: Göçme anı için deviatör gerilme (kPa)
v	: Özgül hacim
v_{PL}	: Plastik limitteki özgül hacim
v_{LL}	: Likit limitteki özgül hacim
Γ	: Kritik durum çizgisinde $p'=1$ değerindeki özgül hacim değeri

λ	: Sıkışma katsayısı
δ	: Düşen koni deneyi için zeminin kabarma açısı (°)
Q	: Düşen koni ucunun ağırlığı (gr)
w	: Su muhtevası
w _L	: Likit limit su muhtevası
w _p	: Plastik limit su muhtevası
ϕ'	: İçsel sürtünme açısı (°)
β	: Koni açısı (°)
κ	: Şişme katsayısı
Ω	: Kritik durum çizgilerinin geçtiği referans noktası

Kaynaklar

- [1] Farias, M.M., Liano-Serna, M.A., Simple Methodology to Obtain Critical State Parameters of Remolded Clays Under Normally Consolidated Conditions Using the Fall-Cone Test, Geotechnical Testing Journal, 39, 5, 855-864, 2016.
- [2] Koumoto, T., Houlsby, G.T., Theory and Practise of the Fall-Cone Test, Geotechnique, 51, 8, 701-712, 2001.
- [3] Kumapley, N., Boakye, S.Y., The Use of Cone Penetrometers for the Determination of the Liquid Limit of Soil Flow Plasticity, Prof. 7th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. Found. Engng, 167-170, 1980.
- [4] Hansbo, S., A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-Cone Test, Royal Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 7-47, 1957.
- [5] Wood, D.M., Wroth, C.P., The Use of Cone Penetrometer to Determine the Plastic Limit of Soil, Ground Eng., 11, 3, 37, 1978.
- [6] Casagrande, A., Notes on the Design of the Liquid Limit Device, Geotechnique, 8, 2, 84-91, 1958.
- [7] Karlsson, R., Suggested Improvements in the Liquid Limit Test With Reference to Flow Properties of Remolded Clays, Presented at 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 171-184, 1961.
- [8] Whyte, I.L., Soil Plasticity and Strength: A New Approach Using Extrusion, Ground Eng. 15, 1, 16-24, 1982.
- [9] Wood, D.M., Some Fall-Cone Tests, Geotechnique 35, 1, 64-68, 1985.
- [10] Gardiner, E.O., Part II Project Report, Cambridge University Engineering Department, United Kingdom, 1982.

- [11] Ayadat, T., Hanna, A., Identification of Collapsible Soil Using the Fall Cone Apparatus, *Geotechnical Testing Journal*, 30, 4, 1-12, 2007.
- [12] Zentar, R., Abriak, N.E., Dubois, V., Fall Cone Test to Characterize Shear Strength of Organic Sediments, *ASCE Geotech. Geoenviron. J.*, 135, 1, 30-53, 2009.
- [13] O'Kelly, B.C., Atterberg Limits and Remolded Shear Strength-Water Content Relationships, *Geotech. Test. J.*, 36, 6, 1-6, 2013.
- [14] LIano-Serna, M.A., Experimental and Numerical Study of Geotechnical Problems Using the Material Point Method, PhD, Faculdade De Tecnologia Departamento De Engenharia Cıvıl E Ambiental, Universidade De Brasília, 2016.
- [15] Evans, T. ve Simpson, D., (2015). "Innovative Data Acquisition for the Fall Cone Test in Teaching and Research", *Geotechnical Testing Journal*, 38(3): 346-435.
- [16] O'Kelly, B.C., (2013). "Atterberg Limits and Remolded Shear Strength-Water Content Relationships", *Geotech. Test. J.*, 36(6): 1-6.
- [17] Skempton, A.W., Northey, R.D., The Sensitivity of Clays, *Geotechnique* 3, 6, 539-543, 1953.
- [18] Youssef, M.S., El Ramli, A.H., El Demery, M., Relationship Between Shear Strength, Consolidation, Liquid Limit and Plastic Limit for Remolded Clays, Prof. 6th Int. Conf. for Africa on Soil Mech. Found. Engng, Montreal, 1, 126-129, 1965.
- [19] Atkinson, J.H., Bransby, P.L., *The Mechanics of Soils*, McGraw-Hill, Book Company (UK) Limited, England 1977.
- [20] Butterfield, R.A., Natural Compression Law for Soils *Geotechnique*, 29, 2, 84-91, 1979.
- [21] Wood, D.M., *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, New York, 1990.
- [22] Schofield, A., Wroth, P., *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York, 1968.
- [23] Karakan, E., Demir, S., (2018). "Liquid limit determination of various sand clay mixture by Casagrande and fall cone test method", *Teknik Dergi*, 20(2): 361-371.
- [24] Gulen, M., (2019). *Yoğrulmuş Killi Zeminlerin Kritik Durum Parametrelerinin Düşen Koni ile Belirlenmesi*, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 2019.

22-23 Eylül 2015 Bodrum Sel Felaketi

Ceyhun ÖZÇELİK¹
Kader BENLİ²

ÖZ

Taşkınlar kentsel ve kırsal alanlarda önemli zararlara yol açmaktadır. Ülkemiz turizmi açısından büyük bir öneme sahip Bodrum ilçesi de taşkınların bu olumsuz etkilerinden nasibini almaktadır. Yoğun kentsel yapılaşma nedeniyle geçirimsizleşen kentsel doku çarpık kentleşmenin de etkisiyle özellikle kısa süreli sağanaklarda kent hayatını yaşanılmaz hale getiren, ülkemiz turizmine de zarar veren taşkınlar sebep olmaktadır. Yetersiz kentsel alt yapının taşkın yüklerini taşıyabilmesi için gereken mühendislik çalışmaları; kentleşmenin yoğun ve çarpık olması, kamulaştırma maliyetlerinin yüksek olması, görev tanımlarındaki belirsizlikler vb. sebeplerden dolayı gecikmektedir. Özellikle 22-23 Eylül 2015 taşkını, Bodrum şehir merkezini büyük ölçüde etkilemiştir. Bu afet sonucunda; Muğla Valiliğince 266 işyeri, 184 konut, 197 araç, 24 motosikletin zarar gördüğü açıklanmıştır. Bununla birlikte şehir içi yollar kapanmış, drenaj hatları zarar görmüş ve turizm sekteye uğramıştır. 22-23 Eylül 2015 taşkını, meydana geldiği alt havzalar ölçeğinde incelenmiştir. Yerinde gözlemler yapılarak taşkın sebep, oluşum ve sonuçları araştırılmıştır. Her bir alt havza için; üst, orta ve alt havza drenaj sistemleri ve bu sistemler üzerindeki yapısal ve yapısal olmayan unsurlar özellikle taşkın oluşturacak sebepler bakımından değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Yağış kayıtları kullanılarak, SCS (Soil Conservation Service) modeli aracılığıyla yüzeysel akış tahminleri gerçekleştirilmiştir. Boyutsuz hidrograflar yardımıyla taşkın hidrografları elde edilmiştir. Sonuçlar kullanılarak 22-23 Eylül 2015 taşkını hakkında değerlendirmelere yer verilmiş ve çözüm önerilerinde bulunmuştur.

Anahtar Kelimeler: Taşkın, 22-23 Eylül, hidrograf, SCS modeli, boyutsuz hidrograf, Bodrum.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 26 Aralık 2018 günü ulaşmıştır. 17 Temmuz 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Temmuz 2020 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.503017>

1 Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, Coğrafi Bilgi Sistemleri ve Uzaktan Algılama Uygulama ve Araştırma Merkezi, Muğla - cozcelik@mu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-4111-2562>

2 Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir - kaderbenli48@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0002-7768-6317>

ABSTRACT

Bodrum September 22-23, 2015 Flood Disaster

Floods cause significant damages in urban and rural areas. Bodrum city is of high importance for the tourism of Turkey. It suffers unavoidably from floods. Short duration severe storms incited by impervious surfaces cause immense floods, paralyzing city life as well as the tourism of the country. Engineering studies are hampered by intensive and improper urbanization, expensive expropriation costs and the difficulties in sharing responsibilities among governmental organizations. The flood of 22-23 September 2015 hit the city center of Bodrum, affected many structures and endangered human life. Some city roads were closed, some drainage lines were damaged and tourism was interrupted. The flood of Bodrum on September 22-23, 2015 was investigated on the scale of the affected basins. The causes and consequences of the flood were elucidated by field examinations. The drainage systems of upper, middle and lower basins were evaluated regarding their effects on the impact of the flood. Based on the rainfall records, runoff estimations were obtained using the SCS abstraction methodology. Flood hydrographs were derived by means of dimensionless hydrographs. Obtained results were used for the evaluation of the flood, and for suggesting solutions.

Keywords: Flood, 22-23 September, hydrograph, dimensionless hydrograph, SCS model, Bodrum

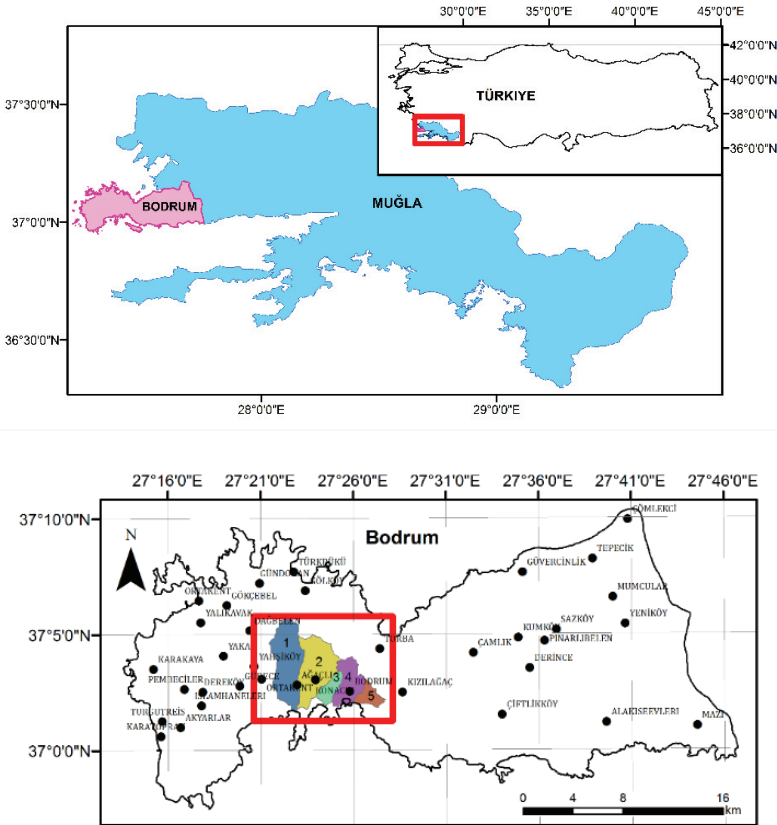
1.GİRİŞ

Taşkınlar, özellikle kentsel alanlarda önemli hasarlara neden olan, mal kaybına yol açan ve insan yaşamını da tehdit eden doğal afetlerdir (Linsley, 1986). Söz konusu bu zararlar, yapısal olan ve yapısal olmayan mühendislik çözümleriyle en aza indirgenmeye çalışılmaktadır (Knight, 2006). Ancak, kentsel yapılaşmanın yoğun olduğu ve dolayısıyla havza üzerine düşen yağışın büyük bir kısmının akışa geçtiği bölgelerde, gerek yoğun yapılaşma nedeniyle inşaat faaliyetlerindeki zorluklar gerekse büyük taşkın debilerinin getirdiği ekonomik olmayan çözüm seçenekleri nedeniyle taşkınlara karşı gerekli önlemlerin alınmasında ve uygun mühendislik çözümlerinin geliştirilmesinde ciddi zorluklar yaşanmaktadır (Miller vd., 2014; Linsley, 1982). Maksimum yıllık toplam yağışı en fazla olan bölgelerin başında bulunan ve ülkemiz turizmi açısından önemli bir yere sahip Bodrum, hemen her yıl sel baskınlarıyla karşı karşıya kalmaktadır. Özellikle kısa süreli sağanaklar, çoğunluğu kentsel geçirimsiz örtüyle kaplı havzalarda taşkınlara dönüşerek taşkın zararlarına neden olmaktadır. Bu zararlar, kentsel alt ve üst yapıya hasar vermekle beraber, bölgedeki turizm faaliyetlerinde ve yatırımlarda aksamalara yol açmaktadır. Teknik ve idari sorumluluk Bodrum Belediyesi, Muğla Büyükşehir Belediyesi, Devlet Su İşleri, Orman Bölge Müdürlüğü vb. kurumlar arasında tartışma konusu yapılırken, sorunun asıl kaynağı olarak da yıllar boyunca olduğu öne sürülen çarpık kentleşme gösterilmektedir. Çözüm önündeki en önemli engelin ise yüksek kamulaştırma maliyetinin olduğu öne sürülmektedir. 22-23 Eylül 2015 taşkını, Bodrum şehir merkezini önemli ölçüde etkilemiş, bir çok işyeri, konut ve araç zarar görmüştür. Çalışma kapsamında 22-23 Eylül 2015 Bodrum taşkını sebep, oluşum ve sonuçları açısından incelenmiştir. Yerinde gözlemler ve taşkın anına ait sağnak kayıtları kullanılarak elde edilen taşkın hidrografları üzerinden taşkın etkileri üzerinde değerlendirmelere yer verilmiştir.

2. ÇALIŞMA ALANI VE VERİLER

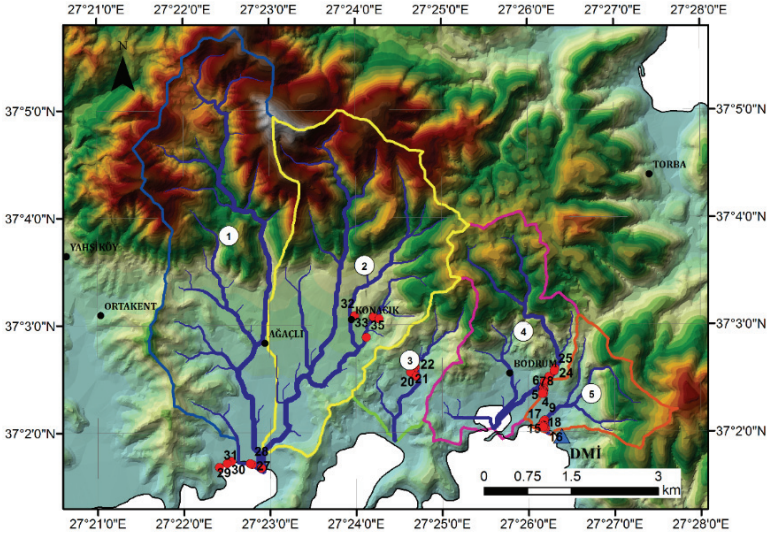
Bodrum; Ege Bölgesi'nde, Muğla sınırları içerisinde kuzeyde Güllük, güneyde Gökova Körfezi arasında bulunan yarımada yer almaktadır. Kıyı şeridi boyunca iç kesimlere uzanan irili ufaklı bir çok havza barındırmaktadır. Bu havzalardaki akışların taşıdığı alüvyonların oluşturduğu önemli ovalar; Bitez Ovası, Akçaalan Ovası ve Karaova'dır. İlçenin yaklaşık % 60'ı ormanlarla kaplı olup yaygın kızılçam, meşe, palamut, yabani çilek, mersin, sandal ağaçları ve makilik-fundalık alanlarla örtülüdür. Yüzölçümü yaklaşık olarak 560 km² ve kıyı uzunluğu 175 km'dir. Toplam nüfus 160000 civarında olup, yaz aylarında bu nüfusun 1 milyonun üzerine çıktığı ifade edilmektedir. Akdeniz ve Ege iklim kuşağının hâkim olduğu Bodrumda yaz ayları sıcak, kış ayları serin ve yağışlıdır. 22-23 Eylül 2015 taşkınından etkilenen alan Şekil 1'de sunulmuştur.

22-23 Eylül 2015 tarihine ait MGM (Meteoroloji Genel Müdürlüğü)'den temin edilen eklenik yağış gözlemleri incelendiğinde Plüvyometre ve Plüvyograf kayıtlarının tutarlı olmadığı ve sırasıyla 231.9 mm ve 206.3 mm değerlerini gösterdiği belirlenmiştir. Plüvyografli ölçüm düzeneğinde arıza olduğu bildirildiğinden hesaplamalarda plüvyometre kayıtları kullanılmıştır.

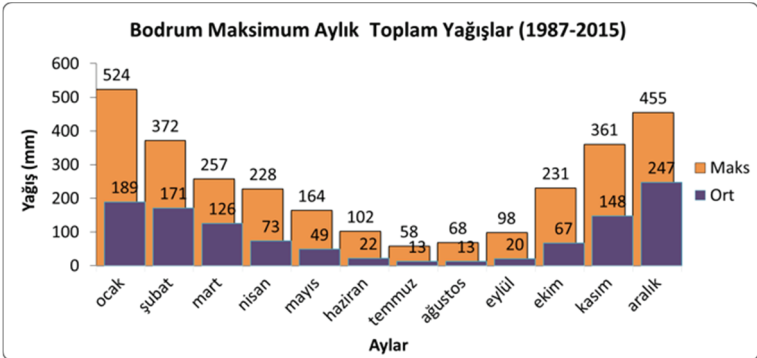
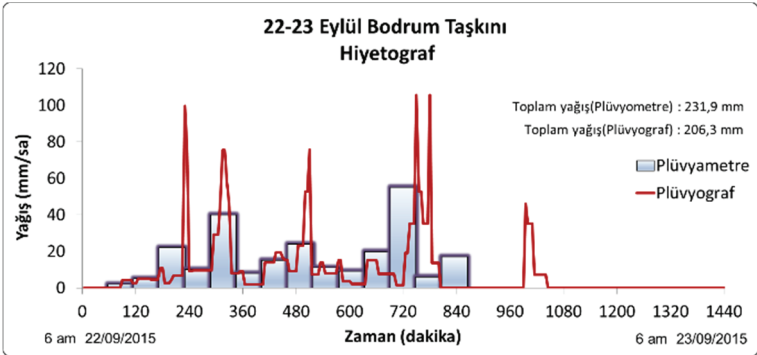


Şekil 1 - Çalışma alanı

22-23 Eylül 2015 Bodrum Sel Felaketi



Şekil 1 - Çalışma alanı (devam)



Şekil 2 - Yağış hiyetografları ve istatistikleri

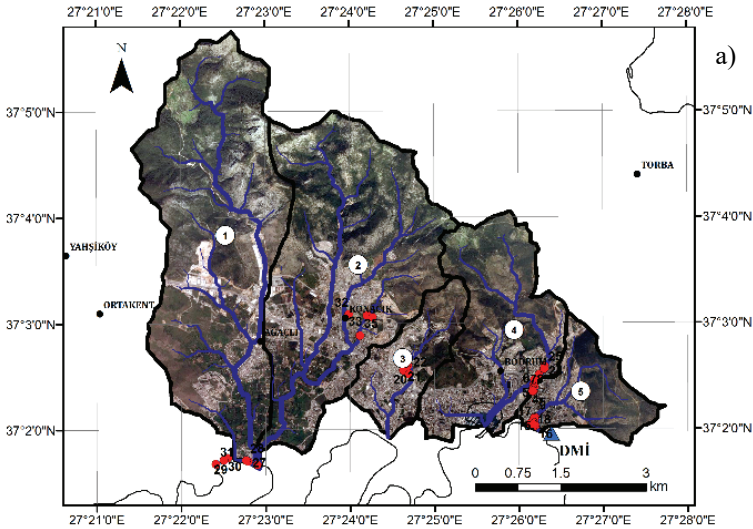
Eklenik yağış gözlemleri kullanılarak elde edilen hiyetograflar ve bölgenin uzun dönem maksimum toplam aylık yağışlarının maksimum ve ortalama değerleri Şekil 2’de verilmiştir. 22-23 Eylül Bodrum taşkını sırasında, Eylül ayı baz alındığında bir ayda gelebilecek maksimum toplam yağışın üç katının bir günde geldiği, Ekim ayı baz alındığında bir ayda gelebilecek maksimum toplam yağışın bir günde geldiği görülmektedir.

Sayısal Yükselti Modeli için Harita Genel Komutanlığı’nın bölgeye ait 1/25000’lik topoğrafik haritalarından yararlanılmıştır. Arazi kullanımları görsel bantta Landsat uydu görüntüleri kullanılarak elde edilmiştir. Arazi gözlemleri sırasında taşkın zararlarının olduğu bölgeler ve bu zararlara neden olduğu düşünülen faktörler belirlenerek model ortamında vektörel olarak işaretlenmiştir. Söz konusu bölgelerde, afetin etkilerinin önemli olduğu noktaların konumları Şekil 1 ve 3 (kırmızı noktalar) sunulmuştur.

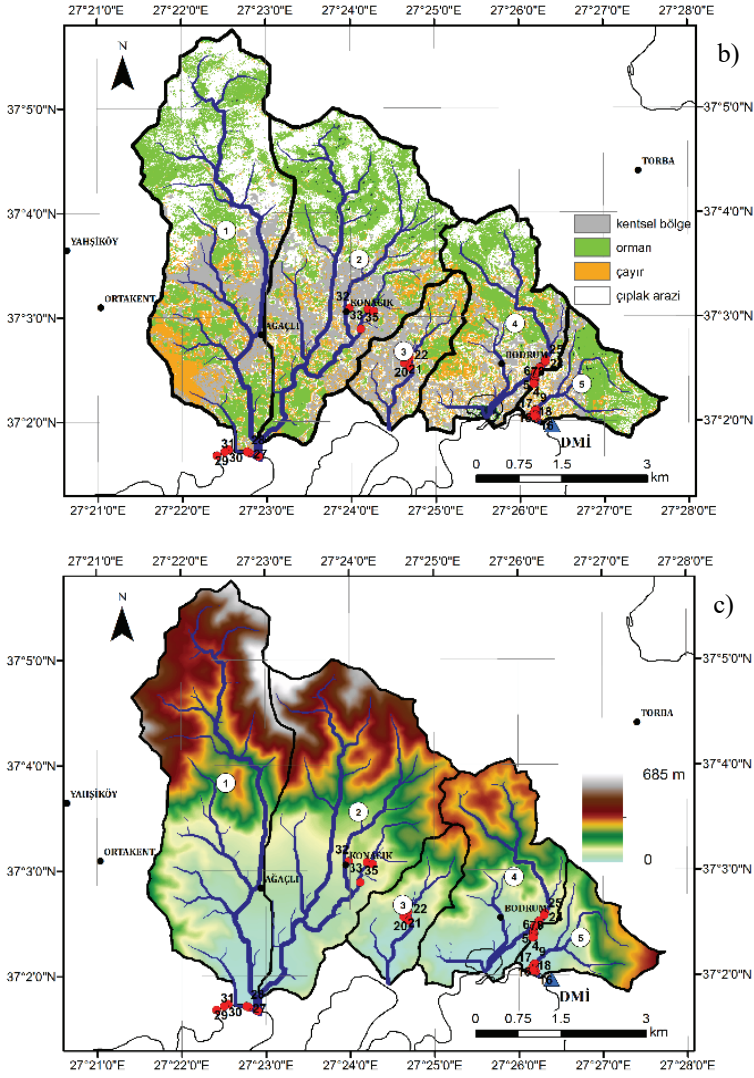
3. YÖNTEM

3.1. Hidrolojik Analizler

Bodrum genelinde taşkın zararları farklı havzalarda yer alan bilinmesi, ölçülmesi ve modellenmesi pratikte oldukça zor olan lokal faktörlerden kaynaklanmaktadır. Bu faktörlerin herbiri farklı ana havzalar için münferit unsurlardır. Bu nedenle, tüm havzalarda oldukça geniş bir alana yayılı bulunan bütün lokal ve genel faktörlerin yeterli çözünürlükte bununla beraber tüm havza parametrelerinin ve fiziksel özelliklerinin tam olarak bilinmesini gerektiren, oluşturulması oldukça pahalı ve zahmetli taşkın simülasyon modelleri kullanılmamıştır. 22-23 Eylül 2015 taşkınının büyüklüğünü ve diğer karakteristik özelliklerini yansıtmaması bakımından her havzada taşkın hidrografları sentetik yöntemlerle elde edilerek, taşkın sonrası gözlemler ve taşkının yıkıcı etkilerini oluşturan unsurlar ışığında değerlendirilmiştir.

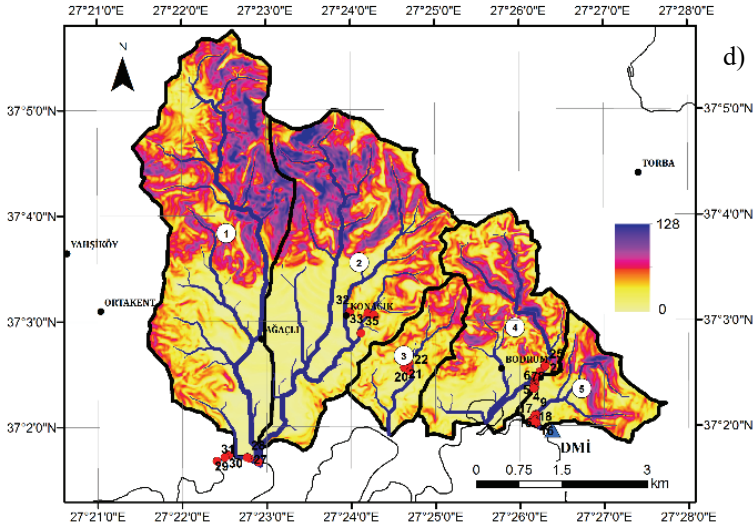


Şekil 3 - Taşkın havzası haritaları; (a) Uydu görüntüsü, (b) Arazi kullanımı, (c) Yükselti haritası, (d) Eğim haritası



Şekil 3 - Taşkın havzası haritaları; (a) Uydu görüntüsü, (b) Arazi kullanımı, (c) Yükselti haritası, (d) Eğim haritası (devam)

Taşkın hesaplarında kullanılmak üzere ilk olarak taşkın gözlenen havzalar hidrolojik olarak Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ortamında modellenmiştir. Bu maksatla, bölgenin 1/25000'lik sayısal topoğrafik haritası kullanılmış, raster ve tin formatlarında Sayısal Yükseklik Modeli ve Sayısal Arazi Modeli elde edilmiştir. Sonrasında Coğrafi Bilgi Sistemleri analizleri ile havza sınırları haritası, akarsu ağı haritası, havzanın eğim haritası, arazi kullanım haritası elde edilmiştir (Şekil 3)



Şekil 3 - Taşkın havzası haritaları; (a) Uydu görüntüsü, (b) Arazi kullanımı, (c) Yükselti haritası, (d) Eğim haritası (devam)

Arazi kullanım haritası, 3 band RGB (Red, Green, Blue yani Kırmızı, Yeşil, Mavi) görüntü dikkate alınarak Maksimum Likelihood Yöntemi kullanılarak oluşturulmuştur. Arazi sınıfları SCS akış eğrilerinin belirlenmesine esas olan arazi kullanım türleri baz alınarak belirlenmiştir (Mishra ve Singh 2003). Bu haritalar dolaysız yüzeysel akışın ve akış hidrograflarının türetilmesinde kullanılmışlardır. Coğrafi Bilgi Sistemi Modeli kullanılarak taşkın havzaları belirlenmiştir. Taşkın etkilerinin görüldüğü Bodrum şehir merkezini kaplayan 5 ana havza için analizler gerçekleştirilmiştir (Şekil 3). Bu havzaların özellikleri Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1 - Havza Özellikleri

Havza no	Alan (km ²)	h_{ort} (m)	L (km)	H (m)	S_1 (%)	S_2 (%)
1	13.3	226.4	7.5	336	4.5	29.9
2	12.2	199.1	6.6	330	5.0	26.5
3	2.7	82.6	2.85	230	8.1	20
4	6.3	132.2	4.15	228	5.5	24
5	2.6	131.1	2.65	230	8.7	24.9

Parametreler

A: havza alanı;

h_{ort} : havza ortalama yükseltisi

L: ana dere uzunluğu;

H: havza giriş çıkış arası kot farkı

S_1 : ortalama ana yatak eğimi;

S_2 : ortalama havza eğimi

SCS akış eğrilerinin belirlenmesinde P_e etkili yağış, P toplam yağış yüksekliği, S_o maksimum potansiyel yüzeysel biriktirme olmak üzere;

$$P_e = (P - 0.2 S_o)^2 / (P + 0.8 S_o) \quad (1)$$

$$S_o = (25400/CN) - 254 \quad (\text{mm}) \quad (2)$$

eşitlikleri kullanılmıştır (Chow vd., 1988; Rawls vd, 1981; SCS, 1965). Şekil 3d’de sunulan arazi kullanım türleri ve yerinde gözlemlerle belirlenen zemin grupları baz alınarak, her bir havza için arazi kullanım yüzdeleri, arazi kullanımlarına karşılık gelen akış eğri numaraları ve havzaların ortalama akış eğri numaraları hesaplanarak Çizelge 2’de sunulmuştur.

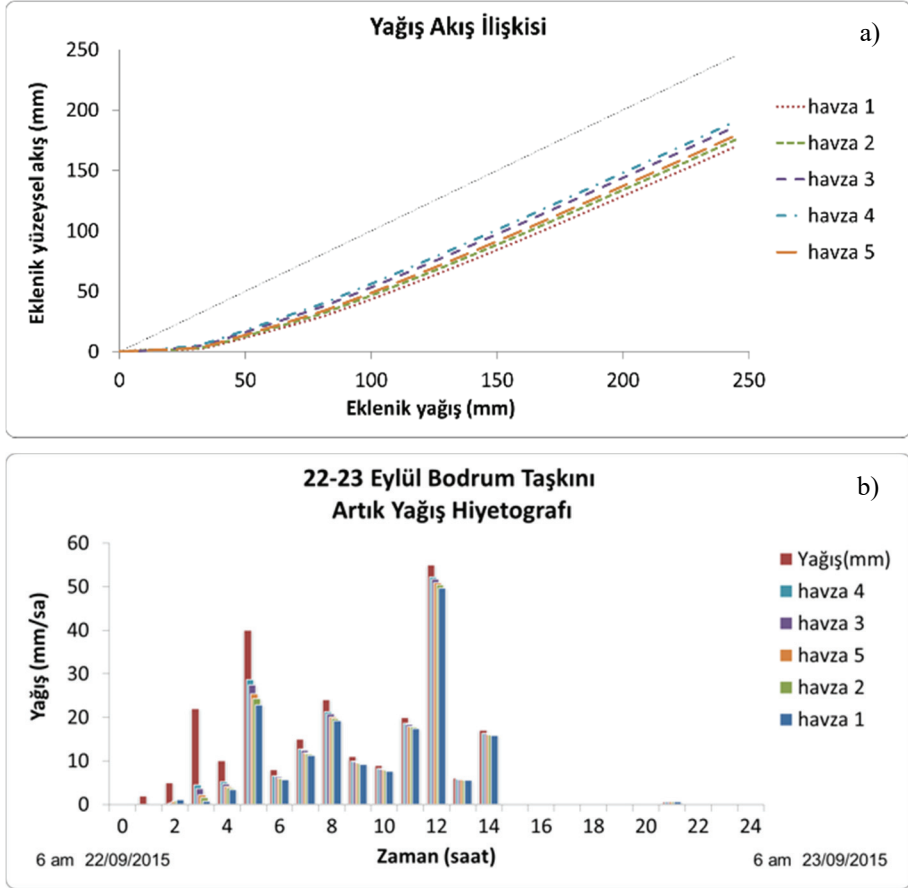
Çizelge 2 - Arazi Sınıflarına Göre Bölgesel Akış Eğri Numaraları

Zemin Grubu	Havza 1		Havza 2		Havza 3	
	B	C	B	C	B	C
Arazi türü	%	CN	%	CN	%	CN
Endüstriyel bölge	3	88	3	91	1	91
Kentsel geçirimsiz alanlar	2	98	2	98	2	98
Yerleşim bölgesi (%38 geçirimsiz)	11	75	11	83		
Yerleşim bölgesi (%65 geçirimsiz)					16	85
Çıplak arazi, mera,(kötü)	10	79	10	86	8	79
Çayır (iyi koşul)	16	58			7	71
Orman	12	66	18	77	7	66
Bölgesel akış eğri numarası, CN				76		78
Yüzeysel biriktirme, S_o (mm)				79		72
						81
						58

Çizelge 2 - Arazi Sınıflarına Göre Bölgesel Akış Eğri Numaraları (devam)

Zemin Grubu	Havza 4		Havza 5	
	B	C	B	C
Arazi türü	%	CN	%	CN
Endüstriyel bölge				
Kentsel geçirimsiz alanlar	08	98	8	98
Yerleşim bölgesi (%38 geçirimsiz)				
Yerleşim bölgesi (%65 geçirimsiz)	11	85	11	90
Çıplak arazi, mera (kötü)	11	79	11	86
Çayır (iyi koşul)			11	71
Orman	3	66	27	77
Bölgesel akış eğri numarası, CN				83
Yüzeysel biriktirme, S_o (mm)				53
				79
				67

Bölgesel akış eğri numaraları ve maksimum potansiyel yüzeysel biriktirme değerleri kullanılarak (a) yağış - yüzeysel akış eğrileri ve (b) artık yağış hiyetografları elde edilmiştir (Şekil 4).

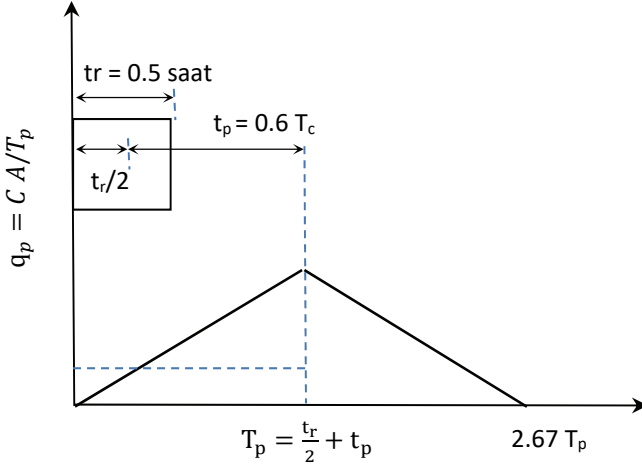


Şekil 4 - (a) Yağış - yüzeysel akış ilişkileri, (b) Artık yağış hiyetografları

22-23 Eylül Bodrum taşkınına ait akış kayıtları bulunmadığından, taşkın debileri sentetik birim hidrograflar yardımıyla hesaplanmıştır. SCS sentetik birim hidrograf yöntemi kullanılmıştır (Chow vd, 1988; SCS 1965).

SCS boyutsuz birim hidrografı Şekil 5'te sunulmuştur. Burada, q_p birim hidrograf pik akış değerleri ($m^3/s/cm$); $C = 2.08$ olan bir katsayı; A Havza alanı (km^2), T_p pike ulaşma süresi (sa), t_p gecikme süresi (sa), T_c konsantrasyon süresi (sa), t_r etkin yağış süresi (sa) dir.

Yağışın toplanma (konsantrasyon) süresi 3 (üç) farklı yöntemle hesaplanmış olup, sentetik birim hidrografın oluşturulması sırasında bu üç yöntemden elde edilen ortalama değer kullanılmıştır.



Şekil 5 - SCS Birim Hidrografi

Çizelge 3 - SCS Sentetik Birim Hidrograf Parametreleri

Havza no	Konsantrasyon süresi, T_c (dakika)			
	Kirpich (1940)	CCP (1944)	SCS (1973)	Ortalama
1	62.0	62.1	84.4	69.5
2	53.9	53.9	77.0	61.6
3	23.5	23.5	40.7	29.2
4	36.3	36.4	48.0	40.2
5	21.6	21.6	37.0	26.7
T_c	$0.0078 L^{0.77} S^{-0.385}$	$60 (11.9 L^3/H)^{-0.385}$	$100 L^{0.8} [(1000/CN) - 9]^{0.7} / 1900J^{0.5}$	
	L: Ana yatak uzunluğu (feet) S: Ort. havza eğimi	L: En uzun yatak uzunluğu (mil) H: Havza giriş çıkış arası kot farkı (feet)	L: En uzun yatak uzunluğu (feet) S: Ort. havza eğimi, % CN: SCS Akış eğri numarası	

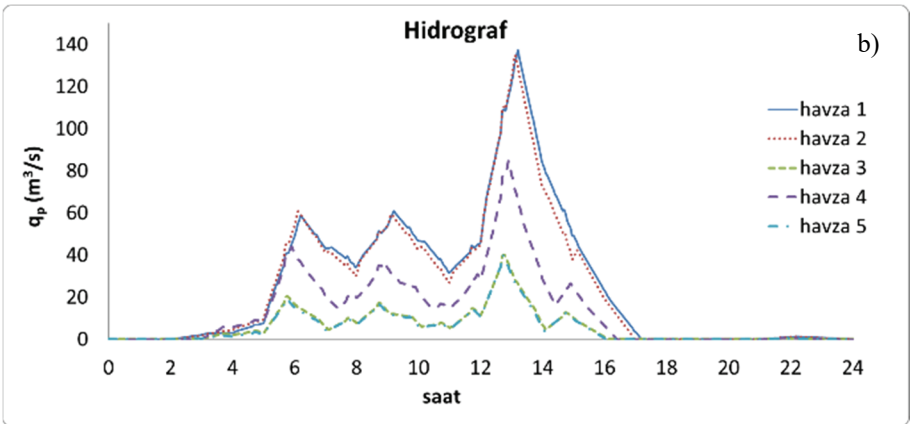
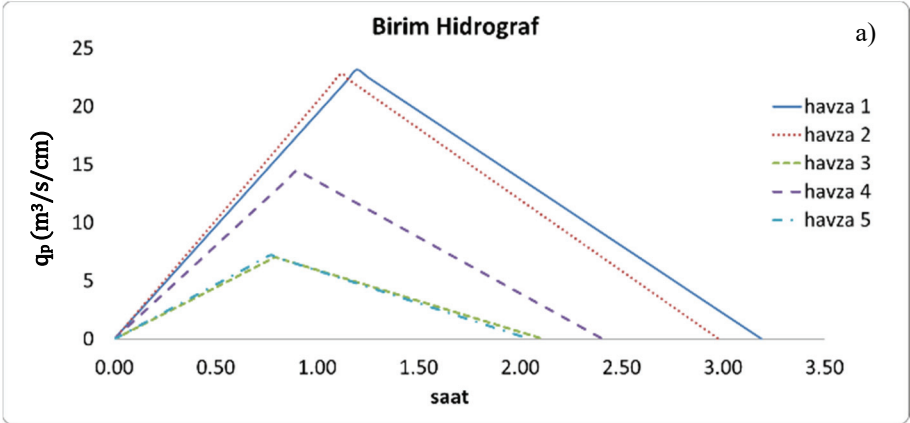
Havza konsantrasyon süreleri Çizelge 3'te, bu hidrografa ilişkin havza bazında elde edilen parametreler Çizelge 4'te sunulmuştur.

Her bir havza için elde edilen birim hidrograflar Şekil 6a'da verilmiştir. Bu birim hidrograflar, artık yağış hiyetograflarının (Şekil 4b) saatlik değerleri kullanılarak ölçeklendirilmiştir. Her bir saat için elde edilen ölçeklendirilmiş birim hidrograf değerleri

saatlik olarak kaydırılmak suretiyle süperpose edilmiş, böylelikle havzaların taşkın hidrograflarına ulaşılmıştır (Şekil 6b).

Çizelge 4 - SCS Sentetik Birim Hidrograf Parametreleri

Havza no	Parametre		
	$t_p = 0.6 \cdot T_c$ (saat)	T_p (saat)	q_p ($m^3/s/cm$)
1	0.695	1.19	23.15
2	0.616	1.12	22.79
3	0.292	0.79	7.06
4	0.402	0.90	14.48
5	0.267	0.77	7.18



Şekil 6 - a) SCS birim hidrografları, b) Taşkın hidrografları

En büyük debinin yağışın başlamasından yaklaşık 13 saat sonra oluştuğu; 1 ve 2 numaralı havzalar için 135 m³/s, 4 numaralı havza için 85 m³/s, 3 ve 5 numaralı havzalar için 40 m³/s civarında olduğu hesaplanmıştır.

3.2. Arazi Gözlemleri

Bodrumda taşkın havzalarının alanları oldukça küçüktür. Bu nedenle yağış şiddetinin havza boyunca sabit kabul edilmesi mümkündür. Taşkın havzaları yüksek eğimli olup özellikle ilçe merkezinin hemen hemen yarısı kentsel dokuyla kaplıdır. Geçirimsiz kentsel doku yağışın çok büyük bir kısmının akışa geçmesine sebep olmaktadır. 22-23 Eylül 2015 Bodrum taşkınına ait DMİ Plüvyografının arızalı ölçüm yaptığı bildirilmiştir. Plüvyometre kayıtlarının zamansal çözünürlüğü düşük olup saat mertebesindeir. Şağanaka ait toplam yağış değerleri Plüvyometre ve Plüvyograf için sırasıyla 231.9 mm ve 206.3 mm'dir.

Şiddetli yağışın, yüksek eğimli üst havza boyunca toplanarak az eğimli ve geçirimsizliği oldukça düşük alt havzada toplanmasıyla taşkın oluşturduğu gözlenmiştir. (Fotoğraf 1)



Fotoğraf 1 - Taşkın etkilerine ait fotoğraflar

Çarpık kentleşme ve plansız yapılaşma mevcut drenaj hatlarının kapanmasına, tıkanmasına ve işlevsiz hale gelmesine sebep olarak taşkın şiddetinin artmasına sebep olmuştur. Kurumlar

arası sorumluluk üstlenilmesindeki politik problemlerin, etkin mühendislik çözümlerinin geliştirilmesine engel olduğu ve sorunun büyük oranda kent içi drenaj kanallarına dolayısıyla kamulaştırma maliyetlerine indirgendiği gözlenmiştir. Altyapı anlamında birçok önemli mühendislik hatalarının yapıldığı tespit edilmiştir. Entegre bir taşkın yönetimine imkan verecek bir altyapı çözümünden çok uzak bir biçimde, noktasal geçici tasarımlarla altyapının tamamen tahrip olduğu gözlenmiştir. 22-23 Eylül 2015 Bodrum taşkını özelinde, taşkın zararlarının büyük oranda yerel çarpık düzensiz kentsel sorunlardan kaynaklandığı tespit edilmiştir. Bu sorunların başlıcaları, aşağıda sunulmuştur.

Dere yatakları üzerindeki yapılaşmalar

Ana drenaj hatları üzerinde birçok yapılaşma tespit edilmiştir. Bunların en çarpıcısı, İlçe Emniyet Müdürlüğü Binası'nın dere yatağı üzerine inşaa edilmiş olmasıdır (Fotoğraf 2a, 2b, 2c). Taşkın sonrasındaki bulgular, dere yatağının içine müdürlük binasının altına bir kapak yapılarak dere yatağının kapatıldığı yönündedir. Bu kapağın taşkın sırasında kırılarak bir taşkın dalgası ürettiği düşünülmektedir. Kapağın bulunduğu kesit arkasında bir rezervuar oluşmuş, rüsubat birikmesi sonucu tıkanan kapağın kırılmasıyla birlikte kabaca 2000 m³'lük bir su saniyeler içinde mansap taşkınına katılmıştır. Bu büyüklükteki bir su taşkını çarptığı cisimlerde onlarca tonluk hidrodinamik etki oluşturmuştur.



*Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar
(İlçe Emniyet Müdürlüğü Binası)*



c)

*Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar
(İlçe Emniyet Müdürlüğü Binası) (devam)*



d)



e)

*Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar
(Derenin yol yapılması) (devam)*



f)

Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar (Derenin yol yapılması) (devam)

Dere yataklarının yol yapılması

Taşkın yıkıcı etkisi gözlenen çoğu akış kesitlerinde, dere boyunca gelen suyun aktığı yatağın birden yol olduğu gözlenmiştir (Fotoğraf 2d, 2e, 2f). Dere mecburen yoldan akmak zorunda kaldığından, taşkın oluşması, beklenen bir sonuç olmuştur. Bu yol kesimlerinin çoğunun adı (örneğin dere sokak vb.) zaten o yolun yol değil, dere olduğunu söylemektedir. Bu kesitlerin derhal akışın sağlanacağı bir biçimde düzenlenmesi gerekmektedir.

Akış güzergahındaki düzensizlikler, ani kesit daralma ve genişlemeler

Bodrumda havzaların hemen hepsinde dere yataklarının kentsel dokuyla birleştiği noktalarda akış kesitlerinde çok büyük düzensizlikler gözlenmiştir (Fotoğraf 2c, 2f, 2g, 2i). Özellikle dere yataklarının yollarla birleştiği noktalarda dere yatağının (5m^2 ila 20m^2) birden daralarak bir büz bir kutu menfez boyutuna (0.1 m^2 ila 4 m^2) daralması bir çok örnekte karşımıza çıkmaktadır. Su kesitten geçemeyince, daralan kesit öncesinde kabarıp, taşması normal bir durumdur. 22-23 Eylül 2015 Bodrum taşkınında çoğu zarar bu sebepten gerçekleşmiştir.



g)

Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar (Menfezler) (devam)



Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar (Menfezler) (devam)

Dere yatağına inşaa edilen yan duvarlar

Kırsal alanlarda ve kırsal alanların kentsel dokuyula birleştiği noktalarda inşaa edilen dere yan duvarlarının büyük bir kısmı taş duvar olarak inşaa edilmiştir (Fotoğraf 2a, 2e, 2f, 2g, 2h). Taş duvar inşaaesinde da birçok uygunsuzluklar olduğu gözlenmiştir. Taş duvarlar çekme gerilmesi taşımayan yapılardır. Bu sebeple bu yapılar önünde biriken su büyük bir hidrostatik kuvvet oluşturarak, yapının yıkılmasına ve kentsel alanların zarar görmesine sebep olmuştur.



Fotoğraf 2 - Taşkın zararlarına sebep olan başlıca unsurlar (Yan duvarlar) (devam)

Yağmur suyu drenaj sisteminin olmaması ya da yanlış teşkil edilmesi

Bodrum'da drenaj sistemi doğal drenaj hattı boyunca değil, sokakların inşasına uygun olarak geçirilmeye çalışıldığı tespit edilmiştir. Bu ise drenaj hattı boyunca kesikliklere yol açmıştır (Fotoğraf 2c, 2d, 2f, 2g). Geniş kesitlerden dar kesitlere, dar kesitten tekrar geniş kesitlere geçen uyumsuz bir hat söz konusudur. Yağmur suyu sistemleri serbest akışlı ve maksimum %80 dolulukla çalışması mümkün olan sistemlerdir. Oysa drenaj hattı boyunca yağış sularını basınçlı akmaya zorlayan birçok yapı söz konusudur. Suyun basınçlı akması mazgallardan yağmur sularının ve atık suların kentsel alanları basması sonucunu doğurmuştur.

Mevcut drenaj hatlarının çoğu tıkalı olması

Drenaj kanallarının çoğunun tıkalı ve zaten tıkanmaya müsait bir biçimde inşaa edilmiş olduğu belirlenmiştir (Fotoğraf 2f, 2g, 2i). Tıkanma oluşturacak kesimlerin düzenlenerek tıkanmaların önüne geçilmesi, hattın düzenli aralıklarla tıkanmaya karşı kontrolünün ve temizliğinin yapılması gereklidir.

Taşkın tutma seddi

Bitez’de taşkın tutma rezervuarı olarak kullanılan bir yığma seddenin olduğu gözlenmiştir (Fotoğraf 2j). Bu seddenin yıkılmasıyla, Bitez tarihinin en büyük taşkınlarından birinin yaşanması muhtemeldir. Yağmur sularının tutma havuzlarında tutularak taşkın pik değerinin düşürülmesi akılcı bir yöntem olmakla beraber, belirli bir projeye uygun olmadan rastgele toprak yığılmasıyla oluşturulan bir rezervuar seddesinin yıkılması binlerce metreküplük suyun saniyeler içerisinde büyük felakete dönüşmesine sebep olacaktır.



Fotoğraf 2 - Taşkın Zararlarına Sebep Olan Başlıca Unsurlar (Tutma Seddi) (devam)

4. DEĞERLENDİRMELER

22-23 Eylül 2015 Bodrum sel felaketinde sağanak yağış, Bodrum ilçe sınırları içerisindeki irili ufaklı havzalarda dolaysız akış oluşturarak, doğal ve yapay drenaj sistemi bulunan noktalarda drenaj hattı boyunca taşmak suretiyle, bulunmayan noktalarda ise doğrudan arazi üzerinde ilerleyerek büyük tahribata yol açmıştır. İlgili plüvyograf ölçümlerinin sağlıklı yapılamaması, yağışın zamansal dağılımının düşük çözünürlükte belirlenebilmesine neden olmuştur. Bodrum DMİ istasyonu kentsel alanda, 5 numaralı havza içerisinde ve ölçüm hatalarına sebep olabilen çevresel faktörlerden etkilenebilecek bir konumdadır (Şekil 1). Bölgenin eğimli ve topoğrafyanın değişken olması, yağışın alansal dağılımını da önemli kılmaktadır. Plüvyometre kayıtları esas alınarak yapılan hesaplamalarda 1, 2, 3, 4 ve 5 numaralı havzalarda beklenen maksimum akışların, sırasıyla 137.2, 134.8, 40.1, 84.7 ve 40.0 m³/s olduğu ve yağışın başlamasından yaklaşık 13 saat sonra olduğu belirlenmiştir. Taşkın sırasında gözlenen toplam yağış yüksekliğinin uzun yıllar aylık maksimum toplam yağış değerlerinin üst sınırlarına yakın olmasının yanında (Şekil 2), havzaların büyük oranda (Çizelge 2) geçirimsiz olması, teknik altyapının düzensiz olması ve mühendislik

çözümlerinin geliştirilememiş olması taşkının yıkıcı etkilerini ortaya çıkaran en önemli etkenler olmuştur.

Taşkın hidrografları ve yerinde gözlemler göz önünde bulundurulduğunda taşkının yıkıcı etkilerinin taşkın pik debilerinin en fazla olduğu 1 ve 2 numaralı havzaların aksine, 40.1 m³/s ve 84.7 m³/s olduğu 3 ve 4 numaralı havzalarda gerçekleştiği gözlemlenmiştir. Bu etkilerin sırasıyla OASİS AVM önünde Bodrum ana kara yolunun kapanmasına sebep olan 3 numaralı havzadaki yetersiz menfez tasarımı (Şekil 2i) ve İlçe Emniyet Müdürlüğü binasının mansabında yıkıma sebep olan 4 numaralı havzadaki düzensiz altyapı (Şekil 2a, 2b, 2c) ve yapılaşmadan kaynaklandığı değerlendirilmiştir. Bitez sınırlarında yer alan 1 numaralı havzadaki taşkın pik debisinin 137.2 m³/s olmasına rağmen meydana gelen zararın daha az olduğu gözlemlenmiştir. Bu havza şehir merkezine kıyasla oldukça geçirimlidir ve sözkonusu taşkına sebebiyet veren yağışın alansal dağılımı uniform değildir. Taşkının geniş cadde ve düzlükler üzerinde yayılması taşkın yüksekliliğini ve dolayısıyla yıkıcı etkisini azaltmıştır. 2 numaralı havzada Konacık mevkiinde yine ana yoldan kaynaklı yetersiz menfez boyutlarının yol açtığı etki taşkın zararlarının oluşmasındaki ana etken olmuştur. 134.8 m³/s'lik taşkın debisinin pik değeri hacmi ve pike ulaşma sürelerinin önemi bu lokal etkilerden kaynaklı problemlerin gerisinde kalmıştır. 1 ve 2 numaralı havza arazi topoğrafyası nedeniyle yer yer birleşme eğiliminde olduğundan, her iki havzayı da göz önüne alan alternatif taşkın koruma önlemlerinin geliştirilmesi mümkündür. 3 numaralı havzada da doğrudan Bodrum karayolunun altına yerleştirilen menfezin 40.1 m³/s'lik pik debi karşısında yetersiz kalmasından kaynaklı taşkın zararları sözkonusudur. Şehrin tüm ulaşımını felç etmektedir. Bu havzadaki diğer yerel etkiler çok daha az yıkıma sebep olmuştur. 4 numaralı havza ise Yokuşbaşı Mahallesi'nin bulunduğu, 84.7 m³/s'lik pik debinin gözlemlendiği ve taşkından en çok etkilenen bölgedir. İlçe Emniyet Müdürlüğü binasının altında bulunan kanalın çok küçük çaplı kanalizasyon borularına bağlanması sonucu büyük yıkımlar olmuştur. 5 numaralı havzada oluşan 40 m³/s'lik debi ciddi taşkın etkilerine neden olmamıştır. Havzaların drenaj alanlarının küçük olması nedeniyle taşkın hacimlerinin çok büyük olmadığı ancak bu hacimleri kontrol altına alabilecek potansiyel rezervuar alanlarının 1 ve 4 numaralı havzalarda kısmen mümkün olduğu saptanmıştır. Tüm havzalar için elde edilen hidrograflar değerlendirildiğinde taşkınların pike ulaşma sürelerinin yağışın zamansal dağılımıyla doğrudan bağlantılı olduğu görülmüştür.

Taşkın hidrograf hesaplamaları yapmaksızın kaba bir yaklaşımla, maksimum 55 mm/sa şiddetindeki bir yağışın (Şekil 2a) tamamının akışa geçtiği varsayıldığında 13 km²'lik bir havzada yaklaşık 200 m³/s'lik pik debi oluşacağı kolayca görülebilir. Bu ise ortalama %5 eğimde (Çizelge 1) yaklaşık 5 m genişliğinde 2.5 m yüksekliğinde bir akış kesitine karşılık gelmektedir. Dolayısıyla, mevcut kent dokusunda bile böyle bir alt yapıyı inşaa etmenin mümkün olabileceği gözükmektedir. Yapısal olmayan bir önlem olarak, yeşil alanların artırılması ve kentsel alanlarda geçirimliliğinin sağlanması taşkın etkilerini azaltma noktasında en pratik çözümlerdir. Etkisini azaltığımız bir akış için kırsal ve kentsel alanlarda dere yataklarının ıslahı, sel kapanları ve geciktirme/tutma rezervuarları inşaaı gibi yapısal önlemleri uygulamak oldukça kolaylaşacaktır.

Bodrum ile ilgili tartışmalar Bodrum Belediyesi, Muğla Büyükşehir Belediyesi, Devlet Su İşleri, Orman Bölge Müdürlüğü vb. kurumlar arasındaki sorumluluk sınırları üzerinde yürütülmektedir. Problemin kaynağının yüksek kamulaştırma maliyetleri olduğu öne sürülmektedir. Bu nedenle taşkın öncesi, taşkın esnası ve taşkın sonrasını da içine alan bir

taşkın yönetimine esas olacak bir planlama ve sonrasında projelendirilmeyle taşkın zararlarının minimize edilebileceği entegre bir çözüm yaklaşımının geliştirilebilmesi kısa zaman için mümkün gözükmemektedir.

5. SONUÇLAR

22-23 Eylül 2015 Bodrum taşkını özellikle 3 ve 4 numaralı havzalarda ciddi zararlara yol açmıştır. Can kaybı olmaması sebebiyle ucuz atlatılmıştır. Hesaplamalar sonucu elde edilen taşkın hidrografları göz önünde bulundurulduğunda, Bodrum merkezi genelinde en fazla 137.2 m³/s'lik bir debinin geldiği ancak, ana yıkımın 40.1 m³/s ve 84.7 m³/s'lik debilerle 3 ve 4 numaralı havzalarda gerçekleştiği belirlenmiştir. Tüm havzalarda taşkın hidrograflarının pik değerlerinin taşkın zararını artırdığı, ancak asıl sorunun taşkın sularının drenajını engelleyen faktörler olduğu saptanmıştır. Yanlış kanal, menfez ve boru hattı tasarımı, yağmur sularının kanalizasyon borularına drenajı, drenaj kanallarında kağıt yan duvar kullanımı, kanal ve borulardaki tıkanma ve yapay engeller gibi lokal etkilerin taşkın zararlarında ana rolü üstlendiği belirlenmiştir. Havza drenaj alanlarının küçük olması sebebiyle, taşkınların pike ulaşma sürelerinin yağışla ilişkili olduğu görülmüştür. Taşkın hacimlerinin üst havzalarda tutulması 1 ve 4 numaralı havzalar için mümkün olmakla birlikte ancak kent içi yağmur suyu drenaj sistemleri, kent dışı kuşaklama sistemleri ve diğer yapısal ve yapısal olmayan önlemlerle entegre bir biçimde değerlendirildiğinde uygun bir çözüme ulaşılabileceği düşünülmektedir.

Kapsamlı entegre bir çözüm geliştirilinceye kadar, lokal önlemler derhal alınmalıdır. Taşkın zararlarına sebep olan başlıca etkenlerin menbasında ve mansabında gerekli düşük maliyetli çalışmalar ve projelendirmeler yapılarak gelecek taşkınların muhtemel zararları azaltılmalıdır. Taş duvar seddeleri yapmak ucuz, ancak bilinçsiz yapıldığında bir o kadar da tehlikelidir. Özellikle yüksek su yüküne maruz olabileceği durumlarda yıkılarak büyük taşkın dalgaları üretebilmektedir. İslah çalışmalarında bu hususa önem gösterilmelidir. Dere, yol birleşimlerindeki büz kesitlerinin tamamı gözden geçirilmeli ve en az dere yatağı genişliğinde mümkünse serbest akışa izin verecek şekilde düzenlenmelidir. Dere yataklarında yatay ve düşey kurlar giderilmeli, suyun kabarcığı engeller tespit edilerek kaldırılmalıdır. Akışın sürekliliği sağlanmalıdır. Şehir içi kaplamaları yavaş yavaş geçirimli hale getirilmeli ve yeni yerleşim alanları içerisinde yeterince yeşil alan bırakılmalıdır. Teknik ve idari sorumluluk üzerine yürütülen tartışmalar sonlandırılarak, çözüm odaklı entegre bir yaklaşımla ülkemizin göz bebeği konumundaki turizm için oldukça önemli olan dünyanın dört bir tarafından turist ağırlayan Bodrum'un taşkın zararlarından minimum ölçüde etkilenmesi sağlanmalıdır.

Teşekkür

Bu çalışma SKV & CBS&UZAL Burs Programı kapsamında desteklenmiştir. Muğla Sıtkı Koçman Vakfı, Coğrafi Bilgi Sistemleri ve Uzaktan Algılama Merkez Müdürlüğü'ne ve katkı sağlayan tüm kişi ve kuruluşlara teşekkür eder, taşkın fotoğraflarının teminindeki nazik tutumları için İHA Muğla Temsilcisi Sn Bekir Tosun'a şükranlarımızı sunarız.

Kaynaklar

- [1] CCP, (1944). "California Culvert Practice (Reprint of a Series of Technical Abstracts from California Highways and Public Works)", California. Division of Highways.
- [2] Chow, V.T., Maidment D., and Mays L., (1988). "Applied Hydrology", McGraw-Hill.
- [3] Kirpich, Z.P., (1940). "Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds", Civil Engineering, 10:362.
- [4] Knight, D.W., (2006). "River Flood Hydraulics: Theoretical Issues and Stage-Discharge Relationships", In: River Basin Modelling for Flood Risk Mitigation, Ed: Knight.
- [5] Linsley, R.K., (1986). "Flood Estimates: How Good Are They?", Water Resources Research, 159 - 164 (22).
- [6] Linsley, R.K., Kohier, M.A., and Paulhus, J.L.H., (1982). "Hydrology for Engineers", Third Edition, McGraw-Hill Book Company, Inc. New York, NY., 484.
- [7] Miller, D.M., Kim H., Kjeldsens T. R., Packman J, Grebby S., and Dearden R., (2014). "Assessing the Impact of Urbanization on Storm Runoff in A Peri-Urban Catchment Using Historical Change in Impervious Cover", Journal of Hydrology, 59-70 (515)
- [8] Mishra, S.K., , Singh, V.P., (2003) "Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Methodology", Water Science and Technology Library, 84-146(42).
- [9] Rawls, W.J., Shalaby A., and McCuen, R.H., (1981). "Evaluation Of Methods For Determining Urban Runoff Curve Numbers", Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, 24 (6):1562-1566.
- [10] SCS, (1965). "Urban Hydrology For Small Watersheds, Tech.", Soil Conservation Services, Washington, 55.

Dört Kollu Sinyalize Kentsel Kavşaklarda Trafik Kazalarının Sıklığını Etkileyen Faktörlerin İncelenmesi

Murat ÖZEN¹

ÖZ

Kavşaklar kentsel yol ağı üzerinde çok az yer kaplamalarına rağmen trafik kazalarının yoğunlaştığı bölgeleri oluşturmaktadır. Bu çalışmada Mersin kent merkezinde sinyalizasyon ile yönetilen dört kollu 39 kavşakta, 2014-2016 yılları arasındaki sadece taşıtların karıştığı ölümlü/yaralanmalı trafik kazaları ile trafik hacmi, kavşak geometrisi ve trafik kontrol özellikleri arasındaki ilişki incelenmiştir. Bu amaçla Poisson ve negatif binom (NB) regresyon modelleri kullanılmıştır. Sonuçlar kavşağa yaklaşan toplam şerit sayısının artmasının kazaları arttırdığını göstermiştir. Öte yandan, birincil kavşak kollarındaki trafiğin, ikincil kavşak kollarındaki trafiğe oranının atması ve birincil kavşak kollarındaki orta refüj kavşaklardaki kaza sayısını azaltmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sinyalize kentsel kavşak, kaza sıklığı, poisson regresyon, negatif binom regresyon.

ABSTRACT

Investigation of the Factors Affecting the Crash Frequency at Four-Legged Signalized Urban Intersections -

Although intersections constitute a little space on the urban road network, they are the areas where traffic crashes are concentrated. In this study, the relationship between traffic volume, intersection geometry, traffic control characteristics and vehicular fatal/injury traffic crashes (without pedestrians) were examined for 39 four-legged signalized intersections in the city center of Mersin during 2014 to 2016. For this purpose, Poisson regression and negative binomial (NB) regression models were used. The results showed that total number of approach lanes increases the intersection crashes. On the other hand, the increase in ratio of traffic volumes between primary and secondary intersection legs reduces the intersection crashes. The presence of median on primary intersection legs also reduces the number of crashes.

Keywords: Signalized urban intersection, crash frequency, poisson regression, negative binomial regression.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 7 Ocak 2019 günü ulaşmıştır. 23 Temmuz 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Temmuz 2020 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.509128>

1 Mersin Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Mersin - ozen.murat@mersin.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-1745-7483>

1. GİRİŞ

2017 yılında Türkiye’de 1,2 milyon trafik kazası meydana gelmiştir. Bu kazaların 182.669 tanesi ölümlü/yaralanmalı olup, bu kazalarda 7.427 kişi hayatını kaybetmiş ve 300.000’den fazla kişi yaralanmıştır [1]. Yaşanan ölümlü/yaralanmalı trafik kazalarının %74’ü, ölümlerin ise %52’si kentsel alanlarda meydana gelmiştir. Kentsel alanlardaki kazaların %45’i yol ağı üzerinde çok az yer kaplamasına rağmen kavşaklarda gerçekleşmiştir [2]. Bu durum Türkiye’de trafik güvenliği konusunda kentsel kavşaklara öncelik verilmesi gerektiğini ortaya koymaktadır.

Literatürde kavşaklarda meydana gelen kazalar ile geometrik tasarım, trafik akım ve arazi kullanım özellikleri arasındaki ilişkiyi inceleyen birçok çalışma bulunmaktadır [3-9]. Türkiye’de bu konudaki çalışmalar oldukça sınırlıdır. Yakın geçmişte, Kaygısız ve Sümer [10] kentsel kavşaklardaki elektronik denetim sistemlerinin, Kaygısız ve Şenbil [11] kentsel alanlardaki kavşak tiplerinin trafik kazaları üzerindeki etkisi incelemiştir. Sinyalize kavşaklarla ilgili diğer çalışmalarda sürücü davranışlarının sinyalize kavşak başarımı üzerindeki etkisi ve doymuş akım değerleri incelenmiştir [12-13]. Fakat Türkiye’de kavşaklardaki trafik hacmi, geometrik özellikler ve hız limitleri gibi birçok faktörün trafik güvenliğine etkisini bir arada inceleyen bir çalışma bulunmamaktadır. Bu çalışmada bu eksikliğin giderilmesi amaçlanmaktadır. Bu amaçla Mersin kent merkezinde seçilen dört kollu 39 sinyalize kavşakta, trafik hacmi, kavşağa yaklaşan şerit sayısı, sinyalizasyon sisteminin faz sayısı ve süresi, maksimum yeşil süresi, kavşak çarpıklık açısı, kavşak büyüklüğü, kavşak bölgesindeki nüfus yoğunluğu, kavşak kollarının fiziksel sınıflandırması, hız limitleri, kavşak merkezinde yuvarlak ada ve kavşak kollarında refüj bulunması gibi faktörlerin ölümlü/yaralanmalı kaza sıklığı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Literatürde Poisson ve negatif binom (NB) kesikli regresyon modelleri farklı varyasyonlarıyla bu tür çalışmalarda sıklıkla kullanılmıştır. Benzer şekilde bu çalışmanın modelleme aşamasında Poisson ve NB regresyon modelleri tercih edilmiştir. Bu konudaki geçmiş çalışmalarda (sadece yaya kazalarını inceleyen çalışmalar hariç) kavşaklardaki tüm kazaların birlikte incelendiği görülmektedir. Bu çalışmada literatürden farklı olarak sadece taşıtların karıştığı kazalar ele alınmıştır. Çalışmanın sonuçlarının trafik güvenliği açısından problemli sinyalize kavşakların belirlenmesinde ve kaza sıklığının azaltılmasında yardımcı olması beklenmektedir.

Bu çalışma altı bölümden oluşmaktadır. Bölüm 2’de kavşaklardaki trafik güvenliği ile ilgili literatür özetlendikten sonra, Bölüm 3’de trafik kazalarının modellemesinde kullanılan yöntemler incelenmiştir. Bölüm 4’de çalışma kapsamında kullanılan modeller anlatılmıştır. Bölüm 5’de çalışma sonuçları ortaya konduktan sonra Bölüm 6’da sonuç ve öneriler tartışılmıştır.

2. LİTERATÜR TARAMASI

Trafik kazalarının kavşaklarda yoğunlaşmasının en önemli nedeni bu noktalarda taşıtlar ve yayalar arasındaki etkileşimin artmasıdır [4]. Doğru geometrik tasarım ve uygun trafik kontrol yöntemi ile hem kavşaklardaki trafik kazalarının önüne geçilebileceği gibi hem de kapasite kayıpları önenebilir [14]. Literatürde kavşaklardaki trafik kontrol yöntemi üzerine yapılan çalışmalarda farklı sonuçlar elde edilmiştir. Düşük trafik hacmindeki caddelerde, tüm kollara yerleştirilen dur levhası ile yönetilen kavşakların, sinyalizasyon sistemi veya sadece

iki kola yerleştirilen dur levhası ile yönetilen kavşaklara göre trafiği yavaşlatmada daha başarılı olduğu bulunmuştur [15-16]. Persuad vd. [17] kentsel alanlardaki düşük hacimdeki sinyalizasyon kavşakların, tüm kollara yerleştirilen dur levhası ile yönetilen kavşaklara dönüştürülmesi durumunda yaya kazalarının %25 oranında azaldığını göstermiştir. Öte yandan, doğru tasarlanmış sinyalizasyon sistemlerinin trafik akımındaki gecikmeleri azalttığını, farklı trafik akımları ve yol kullanıcıları arasındaki çakışmaları yok ettiğini ve bunun sonucunda kaza riskini azaltarak, kavşak kapasitesini arttırdığı vurgulanmıştır [4,18-19]. Elvik vd. [20] sinyalizasyon sistemlerinin trafik kazalarını üç kollu kavşaklarda %15, dört kollu kavşaklarda ise %30 oranında azalttığını söylemiştir. Greibe [21] sinyalizasyon sistemlerinin toplam kaza sayısını değiştirmede, ölümlü/yaralanmalı kaza sayısını ise istatistiksel olarak anlamlı olmayan seviyede azalttığı sonucuna ulaşmıştır.

Kavşak geometrik tasarımı üzerine yapılan çalışmalarda dört kollu kavşakların bulunduğu bölgelerdeki kaza oranlarının üç kollu kavşakların bulunduğu bölgelere göre daha yüksek olduğu görülmüştür [22-24]. Gluck vd. [25] ve Vogt [26] kavşaklardaki sola dönüş şeridinin trafik güvenliği üzerindeki olumlu etkisini vurgulamıştır. Sağa dönüş şeritleri için ise farklı sonuçlar elde edilmiştir. Wang vd. [5] ve Bauer vd. [27] sağa dönüş şeritlerinin olumlu etkisinden bahsederken, Vogt ve Bared [28] sağa dönüş şeritlerinin trafik kazalarını arttırdığı söylemiştir. Literatürde modern dönel kavşakların geleneksel kavşaklara (sinyalize veya dur kontrollü) göre daha güvenli olduğu belirtilmektedir [3,14,29]. Günümüzde birçok ülkede geleneksel kavşaklar yerine modern dönel kavşaklar tercih edilmeye başlanmıştır [30-34]. Herhangi bir trafik sinyalizasyon sistemi veya dur levhası bulunmayan ve kavşağa giren araçların kavşak içinde dönüş yapan araçlara yol vermesi ilkesine göre çalışan modern dönel kavşakların daha güvenli olması, kesişen trafik akımı sayısının azalması ve kavşağa giren sürücülerin yavaşlamak zorunda kalması ile açıklanmaktadır [35-37]. Gerçekleştirilen önce-sonra analizlerinin büyük bir kısmında modern dönel kavşakların hem toplam kaza sayısını hem de bu kazaların şiddetini ciddi oranda düşürdüğü bulunmuştur [31-33]. Öte yandan, Brown [34] modern dönel kavşakların kaza şiddetini önemli derecede azaltmasına rağmen, toplam kaza sayısını çok fazla değiştirmede, Elvik [38] modern dönel kavşakların maddi hasarlı kaza sayısını arttırabildiğini ve bu durumun göz ardı edilmemesi gerektiği sonucuna ulaşmıştır. Kavşak geometrisi ile ilgili bir diğer önemli özellik kavşak çarpıklık açısıdır. Kavşak çarpıklık açısı kavşak kolları arasındaki ölçülen açının 90 dereceden farkının mutlak değeri olarak tanımlanmaktadır [39]. Geçmiş çalışmalar yüksek çarpıklık açısına sahip kavşaklardaki görüş problemlerinin kaza oranlarını yükselttiğini belirtmektedir [40-41]. Buna paralel olarak AASHTO [42] dört kollu kavşaklarda 30 dereceden büyük çarpıklık açısı önermemektedir.

Farklı kavşak türlerinde trafik güvenliğine etki eden faktörleri araştıran birçok çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmalarda sinyalize kavşaklarda meydana gelen kazaların 400 metreye kadar çevresindeki arazi kullanım, demografik ve sosyoekonomik özelliklerden etkilendiği ortaya çıkmıştır [8,43]. Ladron de Guevara vd. [44] bir bölgedeki kavşak yoğunluğu (kavşak/km²) ile kazası sayısı arasında negatif ilişki olduğunu göstermiştir. Greibe [21] trafik hacminin kentsel alanlardaki sinyalize kavşaklardaki kaza sayısını etkileyen en önemli faktör olduğunu bulmuştur. Lyon vd. [45] kentsel alanlardaki sinyalize kavşaklarda trafik akımının yanı sıra yaya akımı ve kavşağa yaklaşan toplam şerit sayısının trafik güvenliği üzerinde etkili olduğunu göstermiştir. Kumara ve Chin [46] üç kollu sinyalize kavşaklardaki toplam trafik hacmi, sola dönen trafik hacmi, sinyalizasyon sistemindeki faz sayısı, görüş mesafesi, kavşaktaki trafik kameraları, kavşak kollarındaki refüj korkulukları ve eğim gibi birçok

faktörün kaza sayısı üzerindeki etkisini bulmuştur. Wang vd. [5] dört kollu kavşaklarda ağır taşıt trafiği, kavşak kollarındaki toplam şerit sayısı, sinyalizasyon sisteminin faz sayısı, hız limiti ve kavşağın bulunduğu bölgedeki nüfus arttıkça kaza sayısının arttığı sonucuna ulaşmıştır. Oh vd. [47] kavşak tipinden bağımsız olarak, trafik akım özelliklerinin kavşaklardaki kaza sayısını; kavşak geometrik özelliklerinin ise meydana gelen kazaların tipini etkilediğini belirtmiştir.

Literatürde bazı çalışmalar sadece kavşaklardaki yaya kazalarına odaklanmıştır. Florida'da yapılan bir çalışmada yaya ve sürücü demografik özellikleri ile çevresel faktörlerin, sinyalize kavşaklardaki yaya kazalarının şiddeti üzerinde etkili olduğu bulunmuştur. Bu çalışmada ayrıca kavşaklardaki trafik hacmi ile yaya kazası sayısı arasında doğrusal ilişki olduğu sonucuna ulaşmıştır [48]. Torbic vd. [49] ve Brude ve Larsson [50] ise yaya hacmi ile yaya kazası sayısı arasında doğrusal ilişki olduğunu söylemiştir. Buna ek olarak, Torbic vd. [49] kavşaklardaki yol genişliğinin ve birincil kavşak kollarındaki trafik hacminin ikincil kavşak kollarındaki trafik hacmine oranının artmasının yaya kazalarını arttırdığını bulmuştur.

3. TRAFİK KAZALARININ SIKLIĞININ MODELLENMESİ

Literatürde kaza sıklığını etkileyen faktörlerin belirlenmesinde farklı yöntemler kullanılmaktadır. 1990 öncesi çalışmalarda doğrusal regresyon modelleri kullanılmıştır [51-52]. Kaza verileri negatif değerler almayan, kesikli bir rassal değişkendir. Doğrusal regresyon modelleri ise kaza verilerinin normal dağılan bir değişken olduğu kabulüne dayanır. Bu nedenle, doğrusal regresyon modelleri kullanılarak yapılan tahminlerde negatif kaza sonuçları gibi, kaza verilerinin doğasına uygun olmayan sonuçlar ortaya çıkabilmektedir [53].

Mio ve Lum [54] kesikli regresyon modelleri kullanılarak trafik kazaları ile bağımsız değişkenler arasındaki ilişkinin daha iyi yansıtılacağını söylemiştir. Poisson regresyonu en temel kesikli regresyon modeli olup, araştırmacılar tarafından sıklıkla tercih edilmektedir [55]. Poisson regresyonu, ortalamanın varyansa eşit olduğu kabulüne dayanır [56]. Poisson modelinin en büyük eksikliği, verideki yayılımın Poisson modeliyle tahmin edilen yayılımdan büyük olduğu duruma (aşırı yayılım) cevap verememesidir [57]. Bu nedenle kaza verilerinin aşırı yayılım gösterdiği durumlarda NB modeli tercih edilmektedir [5]. Literatürde genel olarak NB regresyon modelinin kaza sıklığı ve kazanın meydana geldiği bölgenin geometrik özellikleri arasındaki ilişkiyi tanımlamada Poisson modeline göre daha başarılı olduğu belirtilmiştir [52,58]. Yakın geçmişte Hu vd. [59] Poisson modeli kullanarak kırmızı ışık kamerası yaptırımlarının ölümlü kazalar üzerindeki etkisini araştırmıştır. Donnel [60] ise NB modelini kullanarak kavşaklardaki aydınlatmanın trafik güvenliği üzerindeki etkisini incelemiştir. Wong vd. [4] çalışmalarında aşırı yayılım gösteren hafif yaralanmalı kazalar için NB modelini, aşırı yayılım göstermeyen ölümlü/yaralanmalı kazaların için Poisson modelini kullanmıştır. Temel Poisson ve NB modellerine getirilen en önemli eleştiri, kaza sıklığının incelendiği kavşaklarda veya yol kesimlerinde fazla sayıda "sıfır kaza" gözlenmesi durumuna cevap verememesidir. Trafik kazasının gerçekleşmediği (sıfır kaza) kavşakların veya kesimlerin sayısı fazla ise, Poisson ve NB modelleri kullanarak tahmin edilen sıfır kazaya sahip kavşak veya kesim sayısı gerçekte gözlemlenenen fazla çıkmaktadır [8]. Bu tür fazla sayıda "sıfır kaza" noktası içeren çalışmalarda Poisson ve NB modellerinin sıfır yığılmalı versiyonları kullanılmaktadır [61-64].

Literatürde kaza sıklığı genel olarak Poisson ve NB modellerinin farklı versiyonlarıyla modellenmektedir [7,65-67]. Bunun dışında yakın geçmişteki bazı çalışmalarda farklı yaklaşımlar kullanılmıştır. Das ve Abdel-Aty [68] gen algoritması kullanarak kavşaklardaki arkadan çarpma kazalarının sıklığını ve şiddetini bir arada inceleyen bir model geliştirmiştir. Wang ve Abdel-Aty [69] genelleştirilmiş tahmin denklemleri ile negatif binom bağlantı fonksiyonlarını birlikte kullanarak kavşaklardaki kazaların zamansal ve mekânsal korelasyonunu araştırmıştır. Zhou vd. [70] kök neden derecesi yöntemi kullanarak kavşakların güvenliğini ölçmüştür. Hells ve Orozova-Bekkevold [71] ise dönel kavşaklardaki bisiklet kaza oranlarını inceleyen çalışmasında tek değişkenli lojistik regresyon analizini kullanmıştır.

4. ARAŞTIRMANIN YÖNTEMİ

Bu çalışmanın ana hedefi Mersin’de dört kollu sinyalize kavşaklarda sadece taşıtların karıştığı ölümlü/yaralanmalı kazaların sıklığına etki eden faktörleri incelemektir. Çalışmanın modelleme aşamasında benzer çalışmalarda sıklıkla kullanılan Poisson ve NB regresyon modelleri tercih edilmiştir. Çalışma alanında “sıfır kaza” gözlemlenmiş kavşak sayısı çok az sayıda olduğu için bu modellerin temel versiyonları kullanılmıştır (bak Şekil 2).

Poisson modeline göre i . kavşakta n_i tane kaza meydana gelme olasılığı [72-73]:

$$P(n_i) = \exp(-\lambda_i) \lambda_i^{n_i} / n_i! \quad (1)$$

Burada λ_i (Poisson parametresi) i . kavşakta beklenen kaza sayısıdır.

$$\hat{\lambda}_i = \exp(\beta_0 X_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_n X_n) = \exp(\beta' X_i) \quad (2)$$

burada $\hat{\lambda}$ parametresi i . kavşakta meydana gelmesi beklenen kaza sayısını ifade ederken, x_1, x_2, \dots, x_n kavşağa ait bağımsız değişkenleri ve $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ bu değişkenlere ait katsayıları ifade etmektedir. Poisson regresyonunda katsayılar maksimum olabilirlik yöntemi ile tahmin edilir. Burada olabilirlik fonksiyonu:

$$L(\beta) = \prod_i \frac{\exp(\beta' X_i)^{n_i} \exp(-\exp(\beta' X_i))}{n_i!} \quad (3)$$

Maksimize edilecek olabilirlik fonksiyonun logaritması aşağıdaki gibidir.

$$\text{Log } L = - \sum_i -\exp(\beta' X_i) + n_i \beta' X_i - \ln(n_i!) \quad (4)$$

NB model, Poisson modeline (2) bağımsız hata teriminin eklenmesiyle elde edilmiştir [72-73].

$$\lambda_i = \exp(\beta' X_i + \varepsilon_i) \quad (5)$$

burada ε_i ortalaması 1 ve varyansı α olan gamma dağılımına sahip hata terimidir. Bu durumda koşullu olasılık:

$$P(n_i|\varepsilon) = \frac{\exp[-\lambda_i \exp(\varepsilon_i)] [\lambda_i \exp(\varepsilon_i)]^{n_i}}{n_i!} \quad (6)$$

NB dağılımı koşullu olasılıktan bağımsız olarak ifade edilmek istenirse:

$$P(n_i|\varepsilon) = \frac{\Gamma(\theta+n_i)}{[\Gamma(\theta).n_i!]} u_i^\theta (1-u_i)^{n_i} \quad (7)$$

burada $u_i = \theta(\theta + \lambda_i)$ ve $\theta = 1/\alpha$. Bu durum Poisson modelinin aksine, NB modelinde ortalamanın varyansa eşit olmaması sonucunun doğurur.

$$\text{var}(n_i) = E(n_i)[1 + \alpha E(n_i)] \quad (8)$$

burada α yayılım ölçütüdür.

5. ÇALIŞMA ALANI VE VERİLER

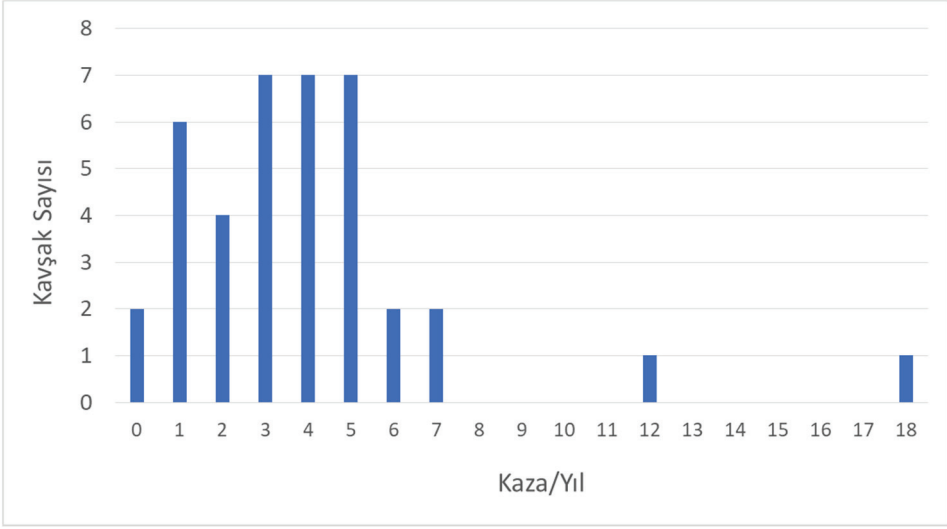
Bu çalışmada 2014-2016 yılları arasında Mersin kent merkezinde sinyalizasyon sistemiyle yönetilen dört kollu 39 sinyalize kavşaktaki sadece taşıtların karıştığı ölümlü/yaralanmalı kazalar incelenmiştir (bak Şekil 1). İncelenen kavşakların çalışma süresince trafik yönetim ve geometrik özelliklerinde değişiklik yapılmamış olmasına özen gösterilmiştir. Çalışmanın ilk aşamasında 2014-2016 yılları arasında Mersin’de meydana gelen 17.743 ölümlü/yaralanmalı kazaya ait veriler elde edilmiştir. Bu veriler meydana gelen her bir kaza için kaza tarihini, kaza coğrafi koordinatlarını, kaza tipini ve ölüm/yaralanmaların sayısını içermektedir. Çalışmanın ikinci aşamasında yayaların karıştığı kazalar çalışma kapsamından çıkarılmıştır. Üçüncü aşamada kazaların coğrafi koordinatları ArcGIS 10.0 ortamında yol ağına atanmıştır. Benzer çalışmalarda olduğu gibi, kavşakların merkezinden kavşak kolları boyunca 75 metre içerisindeki kazalar kavşak kazası veya kavşak kaynaklı kaza kabul edilip analizlere dâhil edilmiştir [5,8,74]. Buna göre 2014-2016 yılları arasında incelenen kavşaklarda sadece taşıtların karıştığı 462 ölümlü/yaralanmalı trafik kazası meydana gelmiştir. Şekil 2’de kavşaklardaki ortalama kaza sayılarına ait çubuk grafiği verilmiştir. 39 kavşaktan sadece 2 tanesinde çalışma süresince kaza meydana gelmemiştir. 6 kavşakta yılda ortalama 1 kaza ve 4 kavşakta yılda ortalama 2 kaza meydana gelmiştir. Yılda ortalama 8 ve üzeri kaza meydana gelen 2 kavşak bulunmaktadır. Buna göre kavşak başına yılda 3,95 ölümlü/yaralanmalı kaza meydana gelmiştir. Literatürdeki çalışmalarda bu değer 0,90 ile 3,69 arasında değişmektedir [6,8,9,46,53,71].

Geliştirilen Poisson ve NB regresyon modellerinde anlamlılığı test edilen sürekli ve kategorik değişkenlere ait tanımlayıcı istatistikler Tablo 1 ve 2’de sunulmuştur. Literatürde trafik hacminin kavşak kazalarındaki etkisini incelemek için kavşağa tüm kollardan giren Ortalama Günlük Trafik (OGT) ve Yıllık Ortalama Günlük Trafik (YOGT) değişkenleri kullanılmıştır [4,5,56]. Bu çalışmada trafik hacim değişkenlerini elde etmek için 2015 yılında Mersin Ulaşım Ana Planı Revizyonu kapsamında incelenen 39 kavşakta sabah, öğle ve akşam saatlerinde gerçekleştirilen trafik sayımlardan yararlanılmıştır [75]. Bu sayım değerleri birim otomobil eşdeğeri (BOtE) olarak yayımlandığı için, çalışma kapsamında hacim değerlerinde BOtE birimi kullanılmıştır. Bu sayımlar kullanılarak önce her bir kavşağa zirve saate giren trafik belirlenmiştir. Daha sonra bu değerler, Highway Capacity Manual’da belirtilen

dönüşüm katsayıları kullanılarak, kavşağa tüm kollardan giren YOGT değerine (TYOGT) dönüştürülmüştür [76]. Benzer şekilde, kavşağa birincil kavşak kollarından giren BOtE (AYOGT) ve ikincil kavşak kollarından giren BOtE (IYOGT) değerleri hesaplanmıştır. Aynı yaklaşım Montella [77] tarafından kavşaklardaki trafik güvenliği üzerine yapılmış bir çalışmada kullanılmıştır. Çalışma kapsamındaki kavşaklarda, trafik akımının yüksek olduğu doğrultudaki kavşak kolları birincil kavşak kolları, diğerleri ise ikincil kavşak kolları olarak kabul edilmiştir ($AYOGT+IYOGT=TYOGT$). Bir başka ifadeyle, bu ayırım yapılırken kavşak kollarının fiziksel sınıflandırılması göz önüne alınmamıştır, sadece trafik hacmi göz önüne alınarak birincil ve ikincil kavşak kolları belirlenmiştir. Modelleme aşamasında kullanılmak üzere AYOGT'nin IYOGT'ye oranı (OYOGT) ve AYOGT ile YOGT arasındaki fark (FYOGT) değişkenleri oluşturulmuştur. Hacim değerleri kavşağa yaklaşan şerit sayıları ile normalize edilerek de kullanılmıştır. Literatürdeki çalışmalara benzer şekilde, hacim ve şerit başına düşen hacim değerlerinin logaritmaları geliştirilen modellerde test edilmek üzere hesaplanmıştır [4,5]. Hızın trafik güvenliği üzerindeki etkisini incelemek için ise birincil ve ikincil kavşak kollarındaki hız limitleri kullanılmıştır (bak Tablo 1 ve 2).



Şekil 1 - Çalışma kapsamında incelenen kavşaklar



Şekil 2 - Kavşaklardaki ortalama kaza sayıları

Tablo 1 - Sürekli değişkenlere ait tanımlayıcı istatistikler

Sürekli Değişken	Ort.	En Küçük	En Büyük	S. Sapma
Taşıtlar arasındaki kaza (Kaza/Kavşak)	3,95	0	18	3,25
TYOGT: Kavşağa tüm kollardan giren YOGT (BOtE)	40.797	13.491	69.033	14.930
AYOGT: Kavşağa birincil kollardan giren YOGT (BOtE)	29.068	8.052	51.121	10.242
IYOGT: Kavşağa ikincil kollardan giren YOGT (BOtE)	11.728	3.196	31.681	7.146
TS: Kavşağa tüm kollardan yaklaşan şerit sayısı	9,2	4	12	2,1
AS: Kavşağa birincil kollardan yaklaşan şerit sayısı	5,5	2	6	1,2
IS: Kavşağa ikincil kollardan yaklaşan şerit sayısı	3,7	1	6	1,2
MY: Maksimum yeşil süresi (sn.)	36,5	25	81	11,1
C: Sinyalizasyon döngü süresi (sn.)	89,5	55	128	21,3
OM: Ortalama kavşak mesafesi (m.)	577	200	100	206
KCA: Maksimum kavşak çarpıklık açısı (derece)	13,4	1	40	10,9
KA: Kavşak alanı (hektar)	0,9	0,1	14	2,4
NY: Nüfus yoğunluğu (kişi/hektar)	158,7	20,9	338,7	64,6
OYOGT: AYOGT/IYOGT	3,2	1,1	9,9	2,0
FYOGT: AYOGT-IYOGT	17.340	1.879	40.066	9.436
STYOGT: TYOGT/TS (BOtE/şerit)	4.390	2.940	7.363	1.110
SAYOGT: AYOGT/AS (BOtE/şerit)	5.270	2.861	9.170	1.384
SIYOGT: IYOGT/IS (BOtE/şerit)	3.159	799	5.765	1.349

Tablo 1 - Sürekli değişkenlere ait tanımlayıcı istatistikler (devam)

Sürekli Değişken	Ort.	En Küçük	En Büyük	S. Sapma
Log(TYOGT)	10,5	9,5	11,1	0,4
Log(AYOGT)	10,2	9,0	10,8	0,4
Log(IYOGT)	9,2	8,1	10,4	0,6
Log(STYOGT)	8,4	8,0	8,9	0,2
Log(SAYOGT)	8,5	8,0	9,1	0,3
Log(SIYOGT)	8,0	6,7	8,7	0,5

Tablo 2 - Kategorik değişkenlere ait tanımlayıcı istatistikler

Kategorik Değişken	Seviye	Gözlem Sayısı	%
AH: Birincil kavşak kollarındaki hız limiti	0, 70 km/sa	9	23,1
	1, 50 km/sa	30	76,9
IH: İkincil kavşak kollarındaki hız limiti	0, 70 km/sa	1	2,6
	1, 50 km/sa	38	97,4
AR: Birincil kavşak kollarında refüj bulunması	0, Yok	3	7,7
	1, Var	36	92,3
IR: İkincil kavşak kollarında refüj bulunması	0, Yok	13	33,3
	1, Var	26	66,7
OA: Kavşakta yuvarlak orta ada bulunması	0, Yok	20	51,3
	1, Var	19	48,7
KF: Kavşak kollarının fiziksel sınıflandırması	0, Farklı	31	79,5
	1, Aynı	8	20,5
KH: Kavşak kollarının hız limiti	0, Farklı	29	74,3
	1, Aynı	10	25,7
F: Sinyalizasyon sistemindeki faz sayısı	0, 2 Faz	15	38,5
	1, 3 Faz	8	20,5
	2, 4 Faz	16	41,0

Literatür bölümünde belirtildiği üzere, trafik akımının yanı sıra kavşakların geometrik ve trafik kontrol özellikleri, arazi kullanımı kazalarının sıklığını etkilemektedir. Bu amaçla, sinyalizasyon faz sayısının, maksimum yeşil ve döngü süresinin, kavşak merkezinde yuvarlak orta ada bulunup bulunmamasının, kavşak çarpıklık açısının, kavşağa yaklaşan şerit sayısının, birincil/ikincil kavşak kollarının fiziksel sınıflandırılmasının ve bu kollarda refüj bulunup bulunmamasının etkisi incelenmiştir. Kavşak çarpıklık açısının etkisini değerlendirmek için her bir kavşakta kavşak kolları arasında ölçülen maksimum sapma açısı değişkeni kullanılmıştır. Fiziksel sınıflandırma yapılırken kavşak kollarındaki şerit sayısı (3x2, 2x2 veya 1x2) kullanılmıştır. Kavşak büyüklüğünün etkisini incelemek için kavşak alanı değişkeni kullanılmıştır. Kavşak alanı kavşak kollarındaki dur çizgilerinin arasında kalan alan olarak hesaplanmıştır. Kavşak sıklığının etkisini incelemek için ortalama kavşak mesafesi değişkeni kullanılmıştır. Bu değer birincil ve ikincil kavşak kollarındaki bir önceki

ve sonraki kavşağa olan mesafelerin ortalaması olarak hesaplanmıştır. Kavşak bölgesindeki nüfus yoğunluğunun etkisi için ise kavşağın bulunduğu mahallede hektar başına düşen nüfus kullanılmıştır (bak Tablo 1 ve 2).

6. BULGULAR

Çoklu regresyon analizi, modelde kullanılan tahmin edici değişkenlerin istatistiksel olarak birbirlerinden bağımsız olması kabulüne dayanır. Bu nedenle modelde kullanılması düşünülen değişkenlerin bu varsayımı sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir. Tablo 3’de görüldüğü gibi bazı kesikli değişkenler arasında yüksek korelasyon olduğu bulunmuştur ($|r| > 0,60$). Örnek olarak, TYOGT değişkeni ile TS değişkeni arasında ($r=0,71$) ve STYOGT değişkeni ile SAYOGT değişkeni arasında ($r=0,89$) yüksek korelasyon mevcuttur. Kesikli regresyon modellerinde Akaike bilgi ölçütleri (AIC), Bayes bilgi ölçütleri (BIC), Pearson ki-kare değerlerinin en küçük; log olabilirlik değerinin en büyük olduğu modelin bağımsız değişkenlerinin bağımlı değişkeni daha iyi yansıttığı kabul edilmektedir. Bu kriter göz önünde bulundurularak aralarında yüksek korelasyon olan değişkenlerden hangilerinin geliştirilen modellerde kalacağı belirlenmiştir. Yine bu kritere bağlı olarak, IBM SPSS Statistics 24 ortamında geliştirilen en iyi Poisson ve NB regresyon sonuçları Tablo 4’de sunulmuştur.

En iyi Poisson regresyonu sonuçlarına göre, kavşağa tüm kollardan yaklaşan toplam şerit sayısı (TS) ($p=0,000$), birincil kavşak kollarındaki YOGT değerinin ikincil kavşak kollarındaki YOGT değerine oranı (OYOGT) ($p=0,031$), birincil kavşak kollarında refüj bulunup bulunmaması (AR) ($p=0,010$) meydana gelen kaza sayısını istatistiksel olarak anlamlı bir şekilde açıklamaktadır. Bu değişkenlerin yanı sıra, kavşaktaki sinyalizasyon sistemindeki faz sayısı (F) ($p=0,184$) anlamlı bir parametre olmasa da geliştirilen modelin uyum iyiliğini arttırmaktadır (daha küçük AIC, BIC, Pearson ki-kare değeri; daha büyük log olabilirlik değeri). İncelenen dört kollu kavşaklarda kavşağa tüm kollardan yaklaşan şerit sayısının artması (TS) kaza sayısını anlamlı olarak arttırmaktadır ($\beta=0,409$). Kavşağa birincil kavşak kollarından giren birim otomobil eşdeğerinin (AYOGT), ikincil kavşak kollarından giren birim otomobil eşdeğerine (IYOGT) oranı olan OYOGT arttıkça kaza sayısı anlamlı biçimde azalmaktadır ($\beta=-0,122$). Birincil kavşak kollarındaki orta refüj bulunan kavşaklarla kıyaslandığında, orta refüj bulunmayan kavşaklarda kaza sayısı anlamlı derecede artmaktadır ($\beta=1,648$). Dört fazlı sinyalizasyon sistemiyle yönetilen kavşaklarla kıyaslandığında, sinyalizasyon sisteminin faz sayısındaki azalma anlamlı olmasa da kaza sayısını azaltmaktadır (2 faz için $\beta=-0,360$; 3 faz için $\beta=-0,041$).

Poisson modeli bağımlı değişkenin ortalamasının varyansına eşit olması kabulüne dayanır. Tablo 1’de görüldüğü gibi kavşaklardaki kaza sayısının (bağımlı değişken) ortalaması ile varyansı birbirine eşit değildir. Bu incelenen bağımlı değişkende aşırı yayılım olabileceğinin göstergesidir. Verideki aşırı yayılımı tespit etmek için, Poisson modelinin sapma parametresinin geliştirilen modelin serbestlik derecesi oranı kullanılmaktadır. Bu oranın 1 değerinden uzaklaşma derecesi bağımlı değişkendeki aşırı yayılımı ifade etmektedir. Poisson modeli için bu oran 1,101 bulunmuştur (bak Tablo 4). Bu değer 1’e oldukça yakındır ve veride aşırı yayılım problemi olmadığını göstergesidir. Yine de literatürdeki NB modelinin kaza sıklığı ve kazanın meydana geldiği bölgenin geometrik özellikleri arasındaki ilişkiyi daha iyi yansıttığı görüşüne dayanarak NB geliştirilmiştir [52,58]. Geliştirilen NB regresyon

Tablo 3 - Sürekli değişkenler arasındaki korelasyon katsayıları

Değişken	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1 TYOGT	1,00	0,91	0,79	0,71	0,38	0,70	0,05	-0,08	0,54	0,13	0,16	-0,02	-0,12	0,38	0,84	0,79	0,45	0,97	0,87	0,77	0,83	0,79	0,38
2 AYOYT	1,00	1,00	0,46	0,71	0,69	0,59	-0,06	-0,01	0,52	0,18	0,29	-0,06	0,24	0,74	0,72	0,82	0,11	0,93	0,97	0,46	0,73	0,83	0,05
3 IYOYT	1,00	1,00	0,47	0,22	0,62	0,62	0,18	-0,15	0,38	0,02	-0,09	0,04	-0,59	-0,26	0,71	0,47	0,78	0,70	0,43	0,96	0,70	0,45	0,73
4 TS	1,00	1,00	0,90	0,89	0,89	0,89	0,06	0,03	0,44	0,13	0,13	0,05	0,13	0,42	0,22	0,29	-0,10	0,81	0,81	0,47	0,22	0,31	-0,15
5 AS	1,00	1,00	0,61	0,61	0,61	0,61	0,03	0,09	0,43	0,14	0,13	0,03	0,34	0,58	0,13	0,17	-0,23	0,73	0,82	0,24	0,13	0,19	-0,25
6 IS	1,00	1,00	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	-0,04	0,37	0,11	0,11	0,00	-0,11	0,17	0,28	0,34	0,04	0,73	0,64	0,61	0,27	0,35	-0,02
7 MY	1,00	1,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,16	0,11	0,11	0,01	-0,02	-0,22	-0,20	0,00	-0,11	0,18	0,06	-0,04	0,22	0,01	-0,13	0,21
8 C	1,00	1,00	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,02	0,17	-0,12	0,11	0,10	-0,09	-0,05	-0,11	-0,02	0,03	-0,11	-0,11	-0,09	-0,10
9 OM	1,00	1,00	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,15	0,03	0,03	0,15	0,03	-0,01	0,28	0,42	0,39	0,14	0,57	0,54	0,39	0,44	0,41	0,16
10 KCA	1,00	1,00	-0,06	-0,06	-0,06	-0,06	-0,06	-0,12	-0,10	0,18	0,10	0,11	-0,02	0,18	0,10	0,11	-0,02	0,16	0,16	0,15	0,11	0,09	0,06
11 KA	1,00	1,00	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,27	0,39	0,12	0,27	0,39	0,12	0,27	0,39	0,12	-0,19	0,17	0,24	-0,08	0,13	0,26	-0,21
12 NY	1,00	1,00	-0,13	-0,13	-0,13	-0,13	-0,13	-0,10	-0,08	-0,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
13 OYOGT	1,00	1,00	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71
14 FYOGT	1,00	1,00	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,54	-0,47	0,48	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15 STYOGT	1,00	1,00	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,68	0,73	0,61	0,89	0,68	0,73	0,61	0,89	0,68	0,73	0,61	0,89	0,68	0,73	0,61	0,89
16 SAYOGT	1,00	1,00	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,71	0,70	0,44	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
17 SIYOGT	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,03	0,77	0,67	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
18 Log(TYOGT)	1,00	1,00	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,70	0,74	0,71	0,94	0,70	0,74	0,71	0,94	0,70	0,74	0,71	0,94	0,70	0,74	0,71	0,94
19 Log(AYOYT)	1,00	1,00	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,72	-0,04	0,62	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20 Log(IYOYT)	1,00	1,00	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,41	0,76	0,41	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
21 Log(STOYGT)	1,00	1,00	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,61	0,61	0,61	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
22 Log(SAYOGT)	1,00	1,00	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
23 Log(SIYOGT)	1,00	1,00	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

modelinin aşırı yayılım (negatif binom) parametresi 0,001 olarak bulunmuştur (bak Tablo 4). Bu değerin 0'a uzaklığı verideki aşırı yayılımın bir başka göstergesidir. Buna göre de kavşaklardaki kaza sayıları aşırı yayılım göstermemektedir. Tablo 4'de görüldüğü gibi her iki modelin AIC, BIC, Pearson ki-kare ve log olabilirlik değerleri neredeyse aynıdır. Bu nedenle geliştirilen NB modeli anlamlılık düzeyinde bir iyileştirme sağlamamıştır.

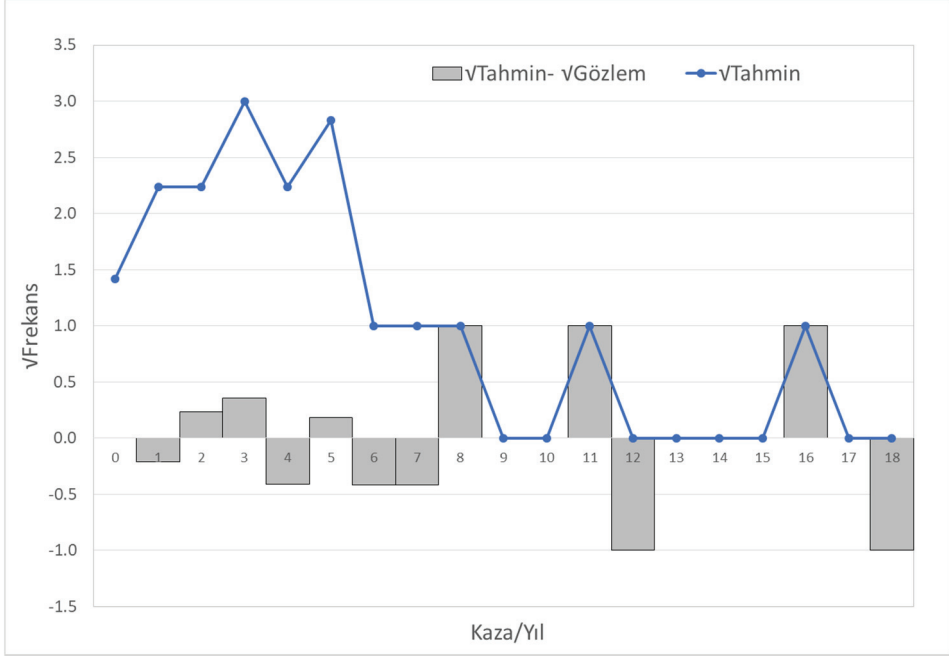
Tablo 4 - Poisson ve negatif binom regresyon sonuçları

Değişkenler	Poisson		NB	
	Katsayı	p	Katsayı	p
Sabit	-2,143	0,014*	-2,140	0,016*
TS	0,409	0,000*	0,410	0,000*
OYOGT	-0,122	0,031*	-0,123	0,032*
AR		0,010*		0,012*
0, Yok	1,648		1,646	
1, Var	0**		0**	
F		0,184		0,207
0, 2 Faz	-0,360		-0,360	
1, 3 Faz	-0,041		-0,040	
2, 4 Faz	0**		0**	
		Poisson		NB
AIC		162,959		164,958
BIC		165,584		168,572
Pearson ki-kare		37,284		37,169
Log olabilirlik		-75,450		-75,480
Yayılım		1,101		
Negatif binom				0,001

* %5 seviyesinde istatistiksel olarak anlamlı; ** Referans düzey

Rootogramın kesikli regresyon modellerinin uyum iyiliğinin gösteriminde kullanılan ve geleneksel dağılım grafiğinden daha başarılı olduğu ifade edilen yeni bir tekniktir [78]. Kleiber ve Zeiles [78] üç farklı rootogram arasından asılı (hanging) veya sarkık (suspended) rootogram kullanılmasını önermektedir. Şekil 3'de sarkık rootogram kullanılarak kavşaklarda gözlemlenen kaza sayıları ile tahmin edilen kaza sayıları karşılaştırılmıştır. Burada daha küçük AIC değerine sahip olması açısından Poisson regresyon modelinin sonuçları kullanılmıştır. Burada çubuk grafiği tahmin edilen ve gözlenen kaza sayılarının kareköklerinin farkını göstermektedir. Çizgi grafiği ise tahmin edilen kaza sayısının karekökünü göstermektedir. Çubuk grafiğinin sıfıra yaklaşması modelin uyum iyiliğinin yüksek olduğunu gösterir. Şekil 3'de görüldüğü üzere çubuk grafikleri sıfır noktasından çok fazla uzaklaşmamıştır. Örnek olarak, 7 kavşakta yılda ortalama 5 kaza gerçekleşirken,

geliştirilen model bu değeri 8 kavşak olarak tahmin etmiştir. Çalışma alanında 1 kavşakta yılda ortalama 18 kaza meydana gelirken, geliştirilen modelde 1 kavşakta 16 kazanın gerçekleşmesi beklenmektedir (bak Şekil 2 ve 3).



Şekil 3 - Poisson modeline ait sarkık rootogram

7. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Literatürdeki geçmiş çalışmalarda kavşaklardaki trafik hacmindeki artışın kaza sayısını arttırdığı bulunmuştur [21,45-46]. Sadece yaya kazalarını inceleyen çalışmalarda ise yaya hacmindeki artışın kavşaklardaki yaya kazalarını arttırdığı sonucuna ulaşılmıştır [49-50]. Buna bağlı olarak hem taşıt trafiği hem de yaya trafiği hacmi kavşak kazaları açısından önem kazanmaktadır. Literatür taraması bölümünde özetlenen çalışmalar incelendiğinde (sadece yaya kazalarını inceleyenler hariç) kavşaklardaki tüm kazaların (taşıtlar arasındaki kazalar ve yaya kazaları) birlikte incelendiği ama modelleme aşamasında yaya trafiğine ait bir parametre kullanılmadığı görülmektedir. Bu çalışmalardaki modellerde sadece trafik akım, yol geometrik ve trafik kontrol özelliklerine ait parametreler kullanılmıştır. Böyle bir durumda kavşaklardaki toplam kaza sayısını etkileyebilecek parametrelerden biri olan yaya trafiğinin etkisi göz ardı edilmektedir. Eğer yaya trafiğini temsil edecek bir parametre bulunamıyorsa, sadece taşıtlar arasındaki kazaların incelenmesi geliştirilen modelin anlamlılığı açısından daha uygun olacaktır. Bu görüş doğrultusunda, bu çalışmada Mersin’de kentsel alanlardaki dört kollu sinyalizasyonlu kavşaklarda sadece taşıtların karıştığı kazaların sıklığı ile trafik hacmi, kavşak geometrisi, trafik kontrol özellikleri arasındaki ilişki incelenmiştir. İncelenen kavşaklardaki yaya yoğunluğuna ait bir parametre kullanılmadığı için yaya kazaları çalışma kapsamından çıkarılmıştır. Modelleme aşamasında bu konudaki

çalışmalarda sıklıkla kullanılan Poisson ve NB modellerinin temel versiyonları tercih edilmiştir. Bu modellerin temel versiyonlarının kullanılmasının sebebi kaza verilerinin sıfır yığılmalı olmamasıdır. Kullanılan kaza verileri aşırı yayılım göstermediği için Poisson ve NB modellerinin sonuçları farklı çıkmamıştır.

Çalışmadan elde edilen sonuçlar geçmiş çalışmaların sonuçlarıyla benzerlikler göstermektedir. Kavşağa tüm kollardan yaklaşan toplam şerit sayısı (TS) kavşak güvenliğini etkileyen en önemli parametre olarak bulunmuştur ($p=0,000$; $\beta=0,409$). Kavşağa yaklaşan şerit sayısı arttıkça, kaza sayısı artmaktadır. Benzer birçok çalışmada şerit sayısındaki artışın kazaları arttırdığı sonucuna ulaşılmıştır [5,45-46,79]. Kavşağa giriş kollarındaki şerit sayısının fazla olması kavşak tasarımını zorlaştırmaktadır ve dönüşler için yeterli genişlikte düzenleme yapılmasını gerektirmektedir. İncelenen dönel kavşaklarda, orta ada çaplarının büyük olması nedeniyle, kavşak içerisindeki dönüş alanlarının daraldığı tespit edilmiştir. Bu durumun kaza sayısındaki artışta etkili olduğu düşünülmektedir. İlerideki çalışmalarda kavşak içinde tasarlanan şerit sayısının sola/sağa dönüş yapan ve karşıya geçen taşıt sayısı için yeterli olup olmadığı incelenerek daha detaylı sonuçlar elde edilebilir. Diğer bir önemli husus ise taşıtların kavşak kollarında mı yoksa kavşak içinde mi bekletildiğidir. İncelenen dönel kavşaklarda taşıtlar orta ada çevresinde bekleme yapmaktadır. Bu durumda sola dönen taşıtlar, düz giden taşıtların hareketlerini önemli ölçüde kısıtlayıp kaza riski arttırmaktadır. Dönel olmayan kavşaklarda yapılan gözlemlerde ise kavşak tasarımında bir sorun olmadığı buna karşın sürücülerin şerit kullanımından kaynaklanan problemlerin yaşandığı görülmüştür. Sağ şeritten kavşağa giren sürücülerin sola döndüğü ya da sol şeritten sağa dönüşler yapıldığı sahada tespit edilmiştir. Bu sorunun daha detaylı istatistiksel analizi için kavşaklarda kamera kaydı yapılarak kural ihlallerinin sıklıklarının tespit edilmesi önerilmektedir. Pratikte ise bu sorunu azaltmak için uyarı işaretleri ve denetimler artırılabilir.

Kavşağa birincil kavşak kollarından giren birim otomobil eşdeğerinin (AYOGT) ikincil kavşak kollarından giren birim otomobil eşdeğerine (IYOGT) oranı (OYOGT) kavşak güvenliğini etkileyen diğer önemli parametredir ($p=-0,122$; $\beta=-0,031$). Bu oran arttıkça kaza sayısı azalmaktadır. Literatürde birincil ve ikincil kavşak kollarındaki hacim değerlerinin etkisini ayrı ayrı inceleyen çalışma sayısı sınırlıdır. Torbic vd. [49] bu oranın artmasının yaya kazalarını arttırdığını bulmuştur. Lord ve Persuad [80] her iki hacim değerindeki ayrı ayrı artışın trafik kazalarını arttırdığı sonucuna ulaşmıştır. Diğer çalışmalarda kavşaktaki toplam trafik hacmi kazaları arttırmaktadır [5,8,21,49]. Bu çalışmada kavşağa tüm kollardan giren birim otomobil eşdeğeri (TYOGT) ile kavşağa tüm kollardan yaklaşan toplam şerit sayısı (TS) arasında yüksek korelasyon ($r=0,71$) bulunduğu için modelleme aşamasında TYOGT yerine OYOGT değişkeni kullanılmıştır. OYOGT değerinin artması birincil ve ikincil kavşak kolu ayrımı belirginleştirmektedir. Bu oranın azalması ise her iki yönün trafik hacmi olarak birbirine yakınlaşması ve birincil/ikincil kavşak kolu ayrımının ortadan kalkması anlamına gelmektedir. Bu durumda benzer trafik hacmindeki kavşak kollarının keşiştiği durum ortaya çıkmaktadır. OYOGT azalırken kaza sayısının artması, kavşak kollarındaki sürücülerin önceliğin kendilerinde olduğunu düşünerek hareket etmesi ve kırmızı ışık ihlali yaparak kazaya neden olması ile açıklanabilir. Sahada yapılan gözlemlerde bu tür ihlallerin çok fazla yaşandığını göstermiştir. Mersin’de henüz kullanımda olmayan kırmızı ışık kamera denetimi faaliyete geçirilerek ışık ihlalleri ve kazalar azaltılabilir. Böyle bir yaptırım başlangıçta arkadan çarpma kazalarını arttırma ihtimali olsa da uzun vadede trafik güvenliği açısından faydalı olacaktır.

Birincil kavşak kollarında orta refüj bulunması kaza sayısını anlamlı olarak azaltmaktadır. Bu sonuç trafik hacminin daha yoğun olduğu birincil kavşak kolundaki orta refüjün, sürücülerin daha dikkatli araç kullanmasında etkili olduğu ile açıklanabilir. Buna karşın literatürde Wang vd. [5] kavşak kollarındaki orta refüjün kaza sayıları üzerinde etkisi olmadığını bulmuştur. Geçmiş çalışmalarda sinyalize kavşaklardaki faz sayısının artmasının trafik güvenliğini olumsuz etkilediği bulunmuştur [5,46]. Bu çalışmada da aynı sonuç elde edilmiştir. Fakat bu durum istatistiksel olarak anlamlı çıkmamıştır.

Hızın trafik güvenliği üzerindeki olumsuz etkisi yadsınamaz bir gerçektir. Dong vd. [8] birincil ve ikincil kavşak kollarındaki hız limitlerinin artışının, kaza sayısını arttırdığını bulmuştur. Bu çalışmada hız limitlerinin kaza sayıları üzerinde etkisi bulunmamıştır. Benzer şekilde kavşak kollarındaki hız limitlerinin aynı olup olmamasında bir etkisi bulunamamıştır. Bu noktada sürücülerin belirlenen hız limitlerine ne kadar uyduğu önem kazanmaktadır. Bu konuda daha net bir yargıya varabilmek için sahada ölçülen taşıt hızları ile kazalar arasındaki ilişkinin incelenmesi gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında böyle bir fırsat yaratılamamıştır. İlerideki çalışmalarda bu konunun incelenmesi önerilmektedir.

Bu çalışmada Mersin kent merkezinde dört kollu sinyalize kavşaklarda sadece taşıtların karıştığı trafik kazalarına etkileyen faktörler Poisson ve NB regresyon modelleri ile incelenmiştir. Mersin’de 2019 yılından itibaren 70 kavşakta dinamik kavşak yönetim sistemine geçilmiştir. İlerideki yıllarda buradan toplanacak verilerle daha çok kavşak ve yıl kullanılarak çalışmanın geliştirilmesi daha kapsamlı sonuçlar elde edilmesine olanak kılacaktır. İncelenen kavşak sayısının ve çalışma süresinin artırılmasına ek olarak; hız limitleri yerine kavşaklarda ölçülen hız değerlerinin kullanılması geliştirilecek modellerin anlamlılığını iyileştirecektir. Bu iyileştirme yapılırken kullanılan modelde incelenen değişkenler arasına yaya kazaları ile birlikte yaya yoğunluğunu temsil eden bir parametrenin kullanılması modeli daha anlamlı kılacaktır.

Semboller

- AIC : Akaike bilgi ölçütleri
AS : Kavşağa birincil kollardan yaklaşan şerit sayısı
AYOGT : Kavşağa ikincil kollardan giren YOGT
BIC: : Bayes bilgi ölçütleri
BOtE : Birim otomobil eşdeğeri
C : Sinyalizasyon döngü süresi
F : Sinyalizasyon sistemindeki faz sayısı
FYOGT : AYOGT-IYOGT
IS : Kavşağa ikincil kollardan yaklaşan şerit sayısı
IYOGT : Kavşağa ikincil kavşak kollardan giren YOGT
KA : Kavşak alanı

KCA	: Maksimum kavşak çarpıklık açısı
MY	: Maksimum yeşil süresi
NB	: Negatif binom
NY	: Nüfus yoğunluğu
OGT	: Ortalama günlük trafik
OM	: Ortalama kavşak mesafesi
OYOGT	: AYOYT/IYOYT
SAYOGT	: AYOYT/AS
SIYOYT	: IYOYT/IS
STYOYT	: TYOYT/TS
TS	: Kavşağa tüm kollardan yaklaşan şerit sayısı
TYOYT	: Kavşağa tüm kollardan giren YOYT
YOYT	: Yıllık ortalama günlük trafik

Kaynaklar

- [1] Türkiye İstatistik Enstitüsü. Karayolu Trafik Kaza İstatistikleri, 2017. Türkiye, 2018. <http://www.tuik.gov.tr/PreHaberBultenleri.do?id=27668>
- [2] Türkiye Karayolları Genel Müdürlüğü. Trafik Kazaları Özeti 2017. Türkiye, 2018. <http://www.kgm.gov.tr/Sayfalar/KGM/SiteTr/Istatistikler/TrafikveUlasim.aspx>
- [3] Persaud, B., Lord, D., Palmisano, J., Calibration and Transferability of Accident Prediction Models for Urban Intersections. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1784, 57-64, 2002.
- [4] Wong, S. C., Sze, N. N., Li, Y. C., Contributory Factors to Traffic Crashes at Signalized Intersections in Hong Kong. Accident Analysis & Prevention, 39(6), 1107-1113, 2007.
- [5] Wang, X., Abdel-Aty, M., Brady, P. A., Crash Estimation at Signalized Intersections: Significant Factors and Temporal Effect. Transportation Research Record, 1953(1), 10-20, 2006.
- [6] Montella, A., Identifying Crash Contributory Factors at Urban Roundabouts and using Association Rules to Explore their Relationships to Different Crash Types. Accident Analysis & Prevention, 43(4), 1451-1463, 2011.
- [7] Pulugurtha, S. S., Sambhara, V. R., Pedestrian Crash Estimation Models for Signalized Intersections. Accident Analysis & Prevention, 43(1), 439-446, 2011.
- [8] Dong, C., Clarke, D. B., Yan, X., Khattak, A., Huang, B., Multivariate Random-Parameters Zero-Inflated Negative Binomial Regression Model: An Application to

- Estimate Crash Frequencies at Intersections. *Accident Analysis & Prevention*, 70, 320-329, 2014.
- [9] Poch, M., Mannering, F., Negative Binomial Analysis of Intersection-Accident Frequencies. *Journal of Transportation Engineering*, 122(2), 105-113, 1996.
- [10] Kaygısız, Ö., Sümer, N., Kentsel Kavşaklardaki Elektronik Denetim Sistemlerinin Trafik Kazalarına Etkisi: Ankara Örneği. *METU Journal of the Faculty of Architecture*, 34(2), 225-244, 2017.
- [11] Kaygısız, Ö., Şenbil, M., Şehir Planlamada Yol Ağı ve Kavşaklar Sorunu: Kazalar ve Kaza Çeşitlerinden Bir Bakış, Eskişehir Örneği. 2. Kentsel ve Bölgesel Araştırmalar Sempozyumu, Ankara, Türkiye, 2011.
- [12] Tanyel, S., Koyuncu, M., Çalışkanelli, S. P., Sürücü Davranışlarının Sinyalize Kavşak Başarımı Üzerindeki Etkisi. *Teknik Dergi*, 29(5), 8563-8588, 2018.
- [13] Çalışkanelli, S. P., Tanyel, S., Sinyalize Kavşaklarda Doğru Akım Değerinin İrdelenmesi. *Teknik Dergi*, 29(1), 8225-8248, 2017.
- [14] Ewing, R., Dumbaugh, E., The Built Environment and Traffic Safety: A Review of Empirical Evidence. *Journal of Planning Literature*, 23(4), 347-367, 2009.
- [15] Ebbecke, J. M., Schuster J. J., Areawide Impact of Traffic Control Devices. *Transportation Research Record*, 644, 54-57, 1977.
- [16] Bissell, H. H., Neudorff, L. G., Criteria for Removing Traffic Signals. *Compendium of Technical Papers*, Institute of Transportation Engineers, Washington, DC, USA, 1980.
- [17] Persaud, B., Hauer, E., Retting, R., Vallurupalli, R., Mucsi, K., Crash Reductions Related to Traffic Signal Removal in Philadelphia. *Accident Analysis & Prevention*, 29(6), 803-810, 1997.
- [18] Wong, S. C., Yang, H., Reserve Capacity of a Signal-Controlled Road Network. *Transportation Research Part B: Methodological*, 31(5), 397-402, 1997.
- [19] Wong, C.K., Wong, S.C., Tong, C.O., A Lane-Based Optimization Method for the Multi-Period Analysis of Isolated Signal-Controlled Junctions. *Transportmetrica*, 2, 53-85, 2006.
- [20] Elvik, R., A. B. Mysen, T. Vaa. *Traffic Safety Handbook*. Institute of Transport Economics. Norway, 1997.
- [21] Greibe, P., Accident Prediction Models for Urban Roads. *Accident Analysis & Prevention*, 35(2), 273-285, 2003.
- [22] Brüde, U, *Traffic Safety at Junctions*, VTI Rapport, 366A, 1991.
- [23] Vodahl, S. B., Giæver, T., Risiko ved Fotgjengerkryssinger, Report No: STF63 A86025, SINTEF Samferdselsteknikk, Trondheim, 1986.
- [24] Lovegrove, G. R., Sayed, T., Macro-Level Collision Prediction Models for Evaluating Neighbourhood Traffic Safety. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(5), 609-621, 2006.

- [25] Gluck, J. S., Levinson, H. S., Stover, V. G., Impacts of Access Management Techniques, No: 420, Transportation Research Board, 1999.
- [26] Vogt, A., Crash Models for Rural Intersections: 4-Lane by 2-Lane Stop-Controlled and 2-Lane by 2-Lane Signalized. Federal Highway Administration, Washington, DC, USA 1999.
- [27] Bauer, K. M., Harwood, D. W., Statistical Models of at-grade Intersection Accidents, No: FHWA-RD-96-125, 1996.
- [28] Vogt, A., Bared, J., Accident Models for Two-Lane Rural Segments and Intersections. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1635), 18-29, 1998.
- [29] Federal Highway Association, Roundabouts: An Informational Guide, No: FHWA-RD-00-067, 2000.
- [30] Elvik, R., Vaa, T., Høy, A., Sørensen, M. (Eds.), The Handbook of Road Safety Measures. Emerald Group Publishing, 2009.
- [31] Troutbeck, R. J., Capacity and Design of Traffic Circles in Australia. Transportation Research Record, 1398, 1993.
- [32] Schoon, C., van Minnen, J., Safety of Roundabouts in The Netherlands. Traffic Engineering and Control, 35(3), 142-148, 1994.
- [33] Rodegerdts, L., Roundabouts in the United States. Transportation Research Board, 572, 2007.
- [34] Brown, M., The Design of Roundabouts, 1995.
- [35] Rodegerdts, L. A., Cibor, A., Pochowski, A., Status of Roundabouts in North America, TRB Roundabout Conference, USA, 2008.
- [36] Lenters, M. S., Safety Auditing Roundabouts, Transportation Research E-Circular, No: E-C083, 1-20, 2005.
- [37] Spacek, P., Basis of the Swiss Design Standard for Roundabouts. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1881, 27-35, 2004.
- [38] Elvik, R., Effects on Road Safety of Converting Intersections to Roundabouts: Review of Evidence from Non-US Studies. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1847, 1-10, 2003.
- [39] Distefano, N., Leonardi, S., A List of Accident Scenarios for Three Legs Skewed Intersections. IATSS Research, 42(3), 97-104, 2018.
- [40] Burchett, G. D., Maze, T. H., Rural Expressway Intersection Characteristics as Factors in Reducing Safety Performance. Transportation Research Record, 1953(1), 71-80, 2006.
- [41] Zhong, X., Wang, Y., Zhong, L., Zhu, X., Jia, J., Zhao, M., Ma, J., Liu, X. (2007). Study on the Relationship of Intersection Design and Safety of Urban Unsignalized

- Intersection in China. In 3rd Urban Street Symposium, Transportation Research Board, Washington D.C., 2007.
- [42] American Association of State Highway, and Transportation Officials, T., A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.
- [43] Pulugurtha, S. S., Nujjetty, A. P., Assessment of Models to Estimate Crashes at Intersections: With and without using Traffic Volume, No: 12-2880, 2012.
- [44] Ladron de Guevara, F., S. P. Washington, and J. Oh, Forecasting Crashes at the Planning Level: Simultaneous Negative Binomial Crash Models Applied in Tucson, Arizona. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1897, 191–199, 2004.
- [45] Lyon, C., Haq, A., Persaud, B., Kodama, S., Safety Performance Functions for Signalized Intersections in Large Urban Areas: Development and Application to Evaluation of Left-Turn Priority Treatment. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1908, 165-171, 2005.
- [46] Kumara, S., Chin, H., Application of Poisson Underreporting Model to Examine Crash Frequencies at Signalized Three-Legged Intersections. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1908, 46-50, 2005.
- [47] Oh, J., Washington, S., Choi, K., Development of Accident Prediction Models for Rural Highway Intersections. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1897, 18-27, 2004.
- [48] Lee, C., Abdel-Aty, M., Comprehensive Analysis of Vehicle–Pedestrian Crashes at Intersections in Florida. Accident Analysis & Prevention, 37(4), 775-786, 2005.
- [49] Torbic, D., Harwood, D., Bokenkroger, C., Srinivasan, R., Carter, D., Zegeer, C., Lyon, C., Pedestrian Safety Prediction Methodology for Urban Signalized intersections. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2198, 65-74, 2010.
- [50] Brüde, U., Larsson, J., The Safety of Cyclists at Roundabouts: A Comparison between Swedish, Danish and Dutch Results. Statens väg-och Transportforskningsinstitut, 1996.
- [51] Jovanis, P. P., Chang, H. L., Modeling the Relationship of Accidents to Miles Traveled. Transportation Research Record, 1068, 42-51, 1986.
- [52] Joshua, S. C., Garber, N. J., Estimating Truck Accident Rate and Involvements using Linear and Poisson Regression Models. Transportation Planning and Technology, 15(1), 41-58, 1990.
- [53] Chin, H. C., Quddus, M. A., Applying the Random Effect Negative Binomial Model to Examine Traffic Accident Occurrence at Signalized Intersections. Accident Analysis & Prevention, 35(2), 253-259, 2003.
- [54] Miaou, S. P., Lum, H., Modeling Vehicle Accidents and Highway Geometric Design Relationships. Accident Analysis & Prevention, 25(6), 689-709, 1993.
- [55] Washington, S.P., Karlaftis, M.G., Mannering, F.L., Statistical and Econometric Methods for Transportation Data Analysis. CRC Press, New York, United States, 2003.

- [56] Greene, W. H., Accounting for Excess Zeros and Sample Selection in Poisson and Negative Binomial Regression Models, 1994.
- [57] Maher, M. J., Summersgill, I., A Comprehensive Methodology for the Fitting of Predictive Accident Models. *Accident Analysis & Prevention*, 28(3), 281-296, 1996.
- [58] Abdel-Aty, M. A., Radwan, A. E., Modeling Traffic Accident Occurrence and Involvement. *Accident Analysis & Prevention*, 32(5), 633-642, 2000.
- [59] Hu, W., McCartt, A. T., Teoh, E. R. Effects of Red Light Camera Enforcement on Fatal Crashes in Large US Cities. *Journal of safety research*, 42(4), 277-282, 2011.
- [60] Donnell, E. T., Porter, R. J. and Shankar, V. N. (2010). A Framework for Estimating the Safety Effects of Roadway Lighting at Intersections. *Safety science*, 48(10), 1436-1444, 2010.
- [61] Kumara, S. S. P., Chin, H. C., Modeling Accident Occurrence at Signalized Tee Intersections with Special Emphasis on Excess Zeros. *Traffic Injury Prevention*, 4(1), 53-57, 2003.
- [62] Malyshkina, N., Mannering, F., Zero-State Markov Switching Count-Data Models: An Empirical Assessment. *Accident Analysis and Prevention* 42 (1), 122–130, 2010.
- [63] Qin, X., Ivan, J.N., Ravishankar, N., Selecting Exposure Measures in Crash Rate Prediction For Two-Lane Highway Segments. *Accident Analysis and Prevention* 36 (2), 183–191, 2004.
- [64] Lord, D., Washington, S.P., Ivan, J.N., 2007. Further Notes on the Application of Zero Inflated Models in Highway Safety. *Accident Analysis and Prevention* 39(1), 53–57, 2007.
- [65] Mitra, S., Washington, S., On the Significance of Omitted Variables in Intersection Crash Modeling. *Accident Analysis & Prevention*, 49, 439-448, 2012.
- [66] Wu, Z., Sharma, A., Mannering, F. L. and Wang, S., Safety Impacts of Signal-Warning Flashers and Speed Control at High-Speed Signalized Intersections. *Accident Analysis & Prevention*, 54, 90-98, 2013.
- [67] Haque, M. M., Chin, H. C. and Huang, H., Applying Bayesian Hierarchical Models to Examine Motorcycle Crashes at Signalized Intersections. *Accident Analysis & Prevention*, 42(1), 203-212, 2010.
- [68] Das, A., Abdel-Aty, M. A., A Combined Frequency–Severity Approach for the Analysis of Rear-End Crashes on Urban Arterials. *Safety Science*, 49(8-9), 1156-1163, 2011.
- [69] Wang, X. ve Abdel-Aty, M., Temporal and Spatial Analyses of Rear-End Crashes at Signalized Intersections. *Accident Analysis & Prevention*, 38(6), 1137-1150, 2006.
- [70] Zhou, S., Sun, J., Li, K. P., Yang, X., Development of a Root Cause Degree Procedure for Measuring Intersection Safety Factors. *Safety Science*, 51(1), 257-266, 2013.
- [71] Hels, T., Orozova-Bekkevold, I., The Effect of Roundabout Design Features on Cyclist Accident Rate. *Accident Analysis & Prevention*, 39(2), 300-307, 2007.

- [72] Milton, J., Mannering, F., The Relationship Among Highway Geometrics, Traffic-Related Elements And Motor-Vehicle Accident Frequencies. *Transportation*, 25(4), 395-413, 1998.
- [73] Greene, W. H., *Econometric analysis*. Pearson Education India, 2003.
- [74] Ye, X., Pendyala, R. M., Washington, S. P., Konduri, K., Oh, J., A Simultaneous Equations Model of Crash Frequency by Collision Type for Rural Intersections. *Safety science*, 47(3), 443-452, 2009.
- [75] Mersin Büyükşehir Belediyesi Ulaşım Dairesi Başkanlığı, Mersin Büyükşehir Belediyesi Kentiçi ve Yakın Çevre Ulaşım Ana Planı Revizyonu Trafik Etüt ve Değerlendirme Sonuç Raporu, Mersin, Türkiye, 2015.
- [76] Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 2010*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2010.
- [77] Montella, A., Roundabout in-service Safety Reviews: Safety Assessment Procedure. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2019, 40-50, 2007.
- [78] Kleiber, C., Zeileis, A., Visualizing Count Data Regressions using Rootograms. *The American Statistician*, 70(3), 296-303, 2016.
- [79] Porter, B. E., England, K. J., Predicting Red-Light Running Behavior: A Traffic Safety Study in Three Urban Settings. *Journal of Safety Research*, 31(1), 1-8, 2000.
- [80] Lord, D., Persaud, B., Accident Prediction Models with and without Trend: Application of the Generalized Estimating Equations Procedure. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1717, 102-108, 2000.

TEKNIK NOT

Betonun Birim Ezilme Kısılması ile İlgili Bir İrdeleme

Uğur ERSOY¹
Aslı KESER²

ÖZ

Betonarme kesitlerin taşıma güçleri hesaplanırken uygunluk denklemlerinin yazılabilmesi için beton birim ezilme kısalmasının (ϵ_{cu}) bilinmesi gerekmektedir. TS 500'de ve Amerikan Yönetmeliği ACI 318'de birim ezilme kısılması tüm beton sınıfları için 0.003 varsayılmaktadır^[1,2]. Eurocode'da ise normal dayanımlı betonlar için $\epsilon_{cu} = 0.0035$ alınmakta, yüksek dayanımlı betonlarda ise ϵ_{cu} 'nun beton dayanımı ile değiştiği varsayılmaktadır^[3]. Bu çalışmada yapılan varsayımların ne derece doğru olduğu irdelenmektedir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme, taşıma gücü, betonun birim ezilme kısılması.

ABSTRACT

A Discussion on the Crushing Strain of Concrete

Ultimate strength of reinforced concrete cross-sections are calculated by writing equilibrium and compatibility equations. Crushing strain of concrete is needed for writing the compatibility equations. In Turkish and American codes, crushing strain of concrete is assumed to be 0.003 for all concrete classes. In Eurocode, crushing strain of concrete is taken as 0.0035 for normal strength concrete. For high strength concrete, crushing strain is assumed to be changing with concrete strength. In this study the validity of assumptions made for crushing strain is discussed.

Keywords: Reinforced concrete, ultimate strength, crushing strain of concrete.

1. GİRİŞ

Betonarme kiriş ve kolon kesitlerinin taşıma güçleri gerekli denge ve uygunluk denklemlerinden yararlanılarak hesaplanır. Uygunluk denklemleri yazılırken beton birim

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 2 Mayıs 2019 günü ulaşmıştır. 17 Temmuz 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Temmuz 2020 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.560007>

1 Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - ugur.ersoy@boun.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-0686-3259>

2 Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - asli.keser@boun.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-1199-2968>

ezilme kısılması ϵ_{cu} 'nun bilinmesi gerekir. ϵ_{cu} , yükleme hızı, basınç bölgesinin geometrisi, sargı etkisi, birim deformasyon dağılımının eğimi gibi birçok değişkenden etkilenir. Yönetmeliklerde bu değişkenler dikkate alınmaz. Türk yönetmeliği TS 500'de ve Amerikan yönetmeliği ACI 318'de betonun birim ezilme kısılmasının dayanım ne olursa olsun 0.003 varsayılması öngörülmektedir^[1,2]. Eurocode'da ise ϵ_{cu} 'un normal dayanımlı betonlar için 0.0035 alınırken, yüksek dayanımlı betonlar için aşağıdaki denklemden hesaplanması öngörülmektedir^[3].

$$\epsilon_{cu} = 0.0026 + 0.035(0.90 - 0.01f_{ck})^4 \quad (1)$$

Yukarıda sözü edilen üç yönetmelikte de betonun birim ezilme kısılmasını etkileyen yükleme hızı, basınç bölgesinin geometrisi, sargı etkisi, birim deformasyon dağılımının eğimi gibi değişkenler dikkate alınmamıştır. Dolayısıyla yönetmeliklerde verilen değerler tartışmaya açıktır. Bu çalışmada, yönetmeliklerde ϵ_{cu} için yapılan varsayımların ne denli gerçekçi olduğu araştırılacaktır.

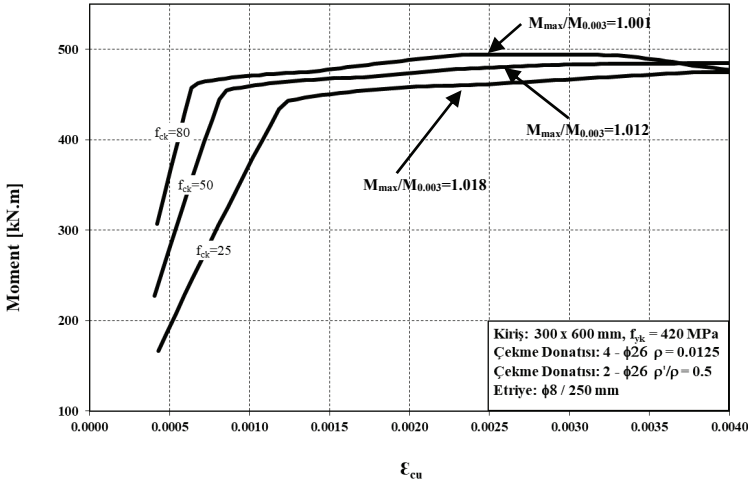
2. YÖNTEM

Bir yaklaşık yöntemin veya yapılan bir varsayımın ne denli gerçekçi olduğunu anlamak için kesin çözümün var olması gerekir. Betonarmede maalesef kesin çözümden söz etmek olası değildir. Betonarmenin gerçek davranışını pek bilmeyenlerin “kesin çözüm” olarak sundukları çözümler kesin olmayıp birtakım varsayımlara dayanmaktadır. Bu nedenle karşılaştırmada kullanılacak yöntem “kesin yöntem” değil, “daha doğru yöntem” olarak adlandırılacaktır. Bu çalışmada, kiriş ve kolon kesitleri için daha gerçekçi malzeme modelleri kullanılarak değişik ϵ_{cu} değerleri için moment kapasiteleri hesaplanacaktır. Bu yaklaşımla oluşacak $M-\epsilon_{cu}$ eğrilerinin tepe noktasındaki moment, kesitin maksimum taşıma gücü momentini olacak ve bu moment yönetmeliklerde öngörülen ϵ_{cu} 'ya karşılık gelen momentlerle karşılaştırılacaktır. Betonarme kesitlerin moment kapasitelerinin hesabı için Ersoy ve Özcebe tarafından geliştirilen bir yazılım kullanılacaktır^[4]. “Sargılı” olarak adlandırılan bu yazılımda moment ve eğrilik hesaplanmaktadır. Yazılımda beton için *Geliştirilmiş Kent-Park modeli*, donatı çeliği için ise pekleşmeli bir model kullanılmaktadır. Burada irdelenen üç yönetmelikte de sargı etkisi dikkate alınmamıştır. Bu nedenle ilk aşamada “Sargılı” yazılımının girdisinde kesitlerde sargı etkisi oluşturmayacak kadar az enine donatı bulundurulmaktadır.

3. KİRİŞ KESİTLERİ

Denge altı kiriş kesitlerinde oluşan moment kapasitelerinin ρ'/ρ ve ϵ_{cu} 'ya fazla duyarlı olmayacağı açıktır. *Şekil-1'*de bir kiriş kesitinde üç beton sınıfı için taşıma gücü momentinin ϵ_{cu} ile değişimi gösterilmiştir. Elde edilen maksimum momentin $\epsilon_{cu} = 0.003$ varsayımı ile hesaplanan taşıma gücü momentine oranı eğriler üzerinde gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi $\epsilon_{cu} = 0.003$ varsayımı ile hesaplanan moment kapasiteleri ile maksimum moment arasındaki fark %2'yi geçmemektedir. Bu tür bir karşılaştırmanın Eurocode için yapılmasına gerek duyulmamıştır, çünkü *Şekil-1'*den görüleceği gibi $\epsilon_{cu} \geq 0.002$ için taşıma gücü

momenti hemen hemen sabit kalmaktadır. Bu nedenle maksimum momentin Eurocode'dan elde edilen momente oranı TS 500 ile elde edilenden farksız olacaktır.



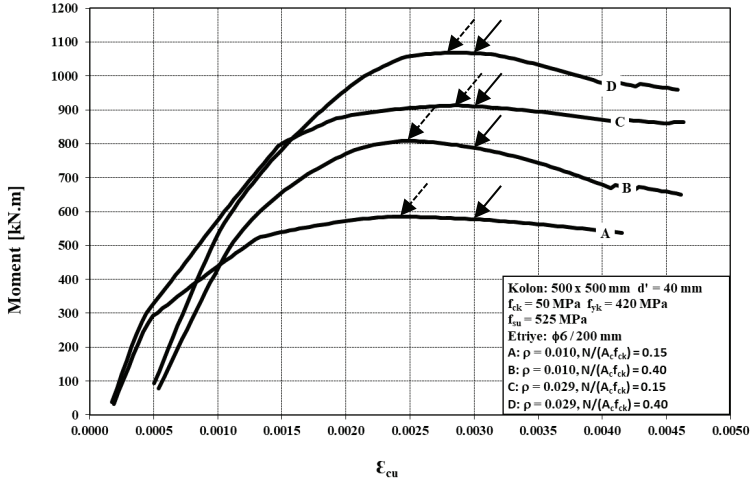
Şekil 1 - Kiriş kesitlerinde moment kapasitelerinin ϵ_{cu} ile değişimi

4. KOLON KESİTLERİ

Bu çalışmada S420 çeliği kullanıldığı ve sargı etkisi olmadığı varsayıldığı için taşıma gücünü etkileyen değişkenler üçe inmiştir: beton dayanımı, eksenel yük düzeyi ve boyuna donatı oranı. Bu çalışmada beş beton dayanımı (25, 40, 50, 60 ve 80 MPa) dikkate alınmıştır. Her beton dayanımı için boyuna donatı oranı $\rho_t = 0.010$ ve $\rho_t = 0.029$, eksenel yük düzeyi $N/(A_c f_{ck})$ ise 0.15 ve 0.40 alınarak dört M- ϵ_{cu} eğrisi oluşturulmuştur. Örnek olarak $f_{ck} = 50$ MPa için elde edilen eğriler Şekil-2'de gösterilmiştir.

Bu eğrilerden elde edilen maksimum momentin, $\epsilon_{cu} = 0.003$ 'e karşılık gelen momente oranı Çizelge-1'in 4. kolonunda verilmiştir. Bu çizelgeden görüleceği gibi $\epsilon_{cu} = 0.003$ varsayımıyla hesaplanan moment kapasitesi ile maksimum moment arasındaki en büyük fark, normal dayanımlı betonlar için %2.6, yüksek dayanımlı betonlar için ise %8.8 olmakta, ancak genelde %5'i geçmemektedir. Genelde boyuna donatı oranı arttıkça maksimum momentle $\epsilon_{cu} = 0.003$ 'e göre hesaplanan moment arasındaki fark azalmaktadır. Öte yandan beton dayanımı arttıkça maksimum momentle $\epsilon_{cu} = 0.003$ 'e karşılık gelen moment arasındaki farkın arttığı görülmektedir.

Maksimum momentin Eurocode'a göre hesaplanan momente oranı ise Çizelge-1'in 5. kolonunda verilmiştir. Çizelge-1'in 4. ve 5. kolonları karşılaştırıldığında, normal dayanımlı betonlarda TS 500'ün, yüksek dayanımlı betonlarda ise Eurocode'un daha iyi sonuç verdiği görülecektir. Özetlemek gerekirse, taşıma gücü momentini betonun ezilme birim kısalması 0.003 alınarak da hesaplanırsa, Eurocode varsayımlarına göre de hesaplanırsa bunların maksimum momentten farkı kabul edilebilir düzeylerde kalmaktadır.



Şekil 2 - Kolon kesitlerinin taşıma gücü momentlerinin ϵ_{cu} ile değişimi ($f_{ck} = 50 \text{ MPa}$)

Çizelge 1 - Kolon kesitlerinin moment kapasiteleri (sargısız)(*)

f_{ck} [MPa]	ρ_t	N/Acf_{ck}	$M_{max}/M_{0.003}$	M_{max}/M_{euro}
25	0.010	0.15	1.000	1.007
25	0.010	0.40	1.001	1.019
25	0.029	0.15	1.001	1.000
25	0.029	0.40	1.001	1.001
40	0.010	0.15	1.004	1.021
40	0.010	0.40	1.006	1.046
40	0.029	0.15	1.001	1.011
40	0.029	0.40	1.000	1.022
50	0.010	0.15	1.013	1.040
50	0.010	0.40	1.026	1.086
50	0.029	0.15	1.003	1.021
50	0.029	0.40	1.001	1.034
60	0.010	0.15	1.022	1.017
60	0.010	0.40	1.036	1.024
60	0.029	0.15	1.004	1.000
60	0.029	0.40	1.005	1.002
80	0.010	0.15	1.044	1.015
80	0.010	0.40	1.088	1.023
80	0.029	0.15	1.020	1.004
80	0.029	0.40	1.044	1.006

(*)Etriye: NDB için $\phi 6/200 \text{ mm}$ YDB için $\phi 8/200 \text{ mm}$

Daha önce belirtildiği gibi yönetmeliklerde betonların birim ezilme kısılmaları için verilen değerler saptanırken sargı etkisi dikkate alınmamıştır. Birim ezilme kısılmasının sargıya göre değiştirilmesinin pratik olmayacağı açıktır. Ancak bilindiği gibi bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde yönetmelik gerek kirişlerde, gerekse kolonlarda sargıyı zorunlu kılmaktadır. Çizelge-2’de verilen kolon kesitleri Çizelge-1’dekilerle aynıdır. Aradaki tek fark Çizelge-2’deki kesitlerin 2 – $\phi 10/100$ mm sargıya sahip olmalarıdır. Çizelge-2’den görüleceği gibi kesitler Eurocode varsayımlarına göre de hesaplırsa, TS 500 varsayımlarına göre de hesaplırsa maksimum momentle fark, yaklaşık %5’ü geçmemektedir.

Çizelge 2 - Kolon kesitlerinin moment kapasiteleri (sargılı)(**)

f_{ck} [MPa]	ρ_t	N/Acf_{ck}	$M_{max}/M_{0.003}$	M_{max}/M_{euro}
25	0.010	0.15	1.023	1.021
25	0.010	0.40	1.006	1.000
25	0.029	0.15	1.055	1.045
25	0.029	0.40	1.030	1.011
40	0.010	0.15	1.000	1.006
40	0.010	0.40	1.002	1.015
40	0.029	0.15	1.021	1.025
40	0.029	0.40	1.002	1.000
50	0.010	0.15	1.005	1.018
50	0.010	0.40	1.008	1.034
50	0.029	0.15	1.007	1.017
50	0.029	0.40	1.001	1.010
60	0.010	0.15	1.012	1.009
60	0.010	0.40	1.011	1.006
60	0.029	0.15	1.002	1.001
60	0.029	0.40	1.002	1.001
80	0.010	0.15	1.031	1.010
80	0.010	0.40	1.038	1.008
80	0.029	0.15	1.009	1.000
80	0.029	0.40	1.010	1.003

(**)Etriye: 2 – $\phi 10/100$ mm

5. SONUÇ

Bu çalışmada basit eğilmede, yani kiriş kesitlerinde taşıma gücü momentinin beton birim ezilme kısılmasına duyarlı olmadığı ve $\epsilon_{cu} \geq 0.002$ durumunda taşıma gücü momentinin sabit kaldığı görülmüştür. Bu durumda TS 500 ve Eurocode varsayımları ile özdeş taşıma gücü momentleri elde edilecektir.

Sargısız betonarme kolon kesitlerinde normal dayanımlı betonlar için $\epsilon_{cu} = 0.003$ varsayımı ile elde edilen taşıma gücü momentinin maksimum momentten farkının en fazla %2.6 olduğu görülmüştür. Yüksek dayanımlı betonlarda bu fark bir istisna dışında %5’i geçmemektedir.

Eurocode'daki varsayımlarla hesaplanan taşıma gücü momentinin maksimum momentten farkı normal dayanımlı betonlarda %8.6'ya kadar çıkmakta, yüksek dayanımlı betonlarda ise bu fark %3'ü geçmemektedir.

Çizelge-2'deki kesitler 2 – $\phi 10/100$ mm sargı donatısına sahiptir. Görüldüğü gibi maksimum momentler ve TS 500'e göre hesaplanan taşıma gücü momentleri arasındaki en büyük fark %5.5 olmakta, genelde %3'ü geçmemektedir. Eurocode'a göre hesaplanan taşıma gücü momentlerinin maksimum momentlerden farkı ise iki istisna dışında %3'ü geçmemektedir.

Bu çalışmada kesit taşıma gücünün hesabı için "Sargılı" adlı yazılımdan yararlanılmıştır. Bu yazılımda betonun gerilme - birim kılalma ilişkisi için *Geliştirilmiş Kent – Park modeli* kullanılmıştır. Başka beton modelleri kullanıldığında *Çizelge-1* ve *Çizelge-2*'de verilen oranlar bir miktar etkilenecek, ancak bu değişimler varılan yargıları etkileyecek büyüklükte olmayacaktır.

Özetle, bu çalışmada beton birim ezilme kısalması için TS 500'de yapılan $\epsilon_{cu} = 0.003$ varsayımının, tüm beton dayanımları için kullanılabileceği ve bu yapıldığında moment kapasitesindeki hatanın kabul edilebilir sınırlar içinde kalacağı görülmüştür. Yazarlar TS 500'de bu konuda bir değişiklik yapılmasına gerek olmadığı kanısındadır.

Semboller

A_c – Beton kesit alanı

f_{ck} – Betonun karakteristik basınç dayanımı

M_{max} – Kesitin en büyük taşıma gücü moment

$M_{0.003}$ – Birim kılalma 0.003'e karşılık gelen taşıma gücü moment

M_{euro} – Eurocode'da varsayılan birim kılalmaya karşılık gelen taşıma gücü moment

N – Eksenel kuvvet

ϵ_{cu} – Betonun birim ezilme kısalması

ρ – Kiriş çekme donatısı oranı

ρ' – Kiriş basınç donatısı oranı

ρ_t – Kolon kesitindeki boyuna donatı oranı

Kaynaklar

- [1] "Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, TS 500" Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 2000
- [2] "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M)" American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2007

- [3] “Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1, General Rules and Rules for Buildings” European Standard EN 1992-1-1, 2004
- [4] Ersoy, U. ve Özcebe G., “Betonarme, Gözden Geçirilmiş II. Baskı, Evrim Yayınları, İstanbul, 2004

TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI

TEKNİK DERGİ YAZIM KURALLARI

1. Yazı tümüyle (metin, çizelgeler, denklemler, çizimler) bilgisayarda düzenlenmeli ve baskıya hazır biçimde teslim edilmelidir. Yazı, A4 (210 x 297 mm) boyutlu kağıda, Word ortamında, 10 punto (ana başlık 15 punto) Times New Roman font kullanılarak, bir aralıkla yazılmalı, kağıdın sol ve sağ yanında 40 mm, üst ve alt yanlarında 52.5 mm boşluk bırakılmalıdır.
2. Çizimler ve çizelgelerle birlikte, makaleler 25 sayfadan, teknik notlar 6 sayfadan daha uzun olmamalıdır.
3. Yazı, DergiPark sistemi üzerinden gönderilmelidir. (<http://dergipark.gov.tr/tekderg>)
4. Metin yalnız bir dil ve anlatımla yazılmalı, Türkçe yazım kurallarına uygun olmalı, üçüncü tekil şahıs ve edilgen fiiller kullanılmalı, devrik cümleler içermemelidir.
5. Başlık kısa (en çok 10 kelime) ve açık olmalı, içeriği yansıtabilmelidir.
6. Bölümler (i) öz ve anahtar kelimeler, (ii) diğer dilde başlık, öz ve anahtar kelimeler, (iii) ana metin, (iv) semboller, (v) teşekkür (gerekliyse) ve (vi) kaynaklar sırası içinde düzenlenmelidir.
7. İki dildeki öz çalışmanın amacını, kapsamını, yöntemini ve ulaşılan sonuçları kısaca tanımlamalı ve 100 kelimeyi aşmamalıdır. Gerekli görüldüğünde, öz(ler) yazara sorulmadan yeniden yazılabilir. En az üç tane anahtar kelime verilmelidir. İki dildeki başlık ve öz ve anahtar kelimeler birinci sayfaya sığdırılmalı, birinci sayfanın altında on satır boş bırakılmalı ve ana metin ikinci sayfadan başlatılmalıdır.
8. Bölüm ve alt bölüm başlıkları numaralanmalıdır (TS1212).
9. Semboller uluslararası kullanıma uygun seçilmeli; herbir sembol ilk kullanıldığı yerde tanımlanmalı, ayrıca metnin sonunda (Kaynaklardan önce) tüm semboller alfabetik sıra ile (önce Latin, sonra Yunan alfabesi) listelenmelidir.
10. Denklemler numaralanmalı ve bu numaralar satır sonunda parantez içinde gösterilmelidir.
11. Çizelgeler, çizimler ve fotoğraflar metin içine yerleştirilmeli, herbirine numara ve başlık verilmeli ve başlıklar çizim ve fotoğrafların altına, çizelgelerin üstüne yazılmalıdır.
12. Yazılarda yalnızca SI birimleri kullanılmalıdır.
13. Etik kuralları gereğince, alıntılar tırnak içinde verilmeli ve bir referans numarası ile kaynak belirtilmelidir.
14. Teşekkür olabildiğince kısa olmalı, çalışmaya katkısı ve desteği bulunan kişi ve kuruluşlar belirtilmelidir.
15. Kaynaklar metinde köşeli parantez içinde numaralanmalı ve kaynaklar listesinde metin içinde verilmiş sırasına uygun biçimde belirtilmelidir. Kaynaklarda şu bilgiler verilmelidir:
Kaynak makale ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, makalenin tam başlığı, derginin adı, cilt, sayı, başlama ve bitiş sayfaları, yıl.
Örnek : Naghdi, P. M., Kalnins, A., On Vibrations of Elastic Spherical Shells. J. Appl. Mech., 29, 65-72, 1962.
Kaynak kitap ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, kitabın adı, cilt numarası, varsa editörü, yayımlandığı yer, yayımlandığı yıl.
Örnek : Kraus. H., Thin Elastic Shells, New York. Wiley, 1967.
Kaynak bildiri ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, bildirinin adı, konferansın adı, yapıldığı yer, yıl.
Kaynak tez ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, tezin adı, derecesi, sunulduğu üniversite, yıl.
Kaynak rapor ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, raporun adı, türü, numarası, kuruluşun adı, yayımlandığı yer, yıl.
16. Teknik Dergi’de yayımlanmış bir yazı ile ilgili tartışma yazıları, en fazla iki sayfa olmalı, değinilen noktaları somut ve kısa biçimde ifade etmeli, yazarı değil içeriği eleştirmeli ve nezaket kurallarına uygun bir dille yazılmalıdır. Yazar yanıtları da yukarıda belirtilen ilkelere uygun olmalıdır.
17. Aynı bir sayfada düzenlenmiş bir bilgi notu yazı ile birlikte gönderilmelidir. Bilgi notunda, (i) yazar adları, iş ve ev adresleri ile telefon numaraları, (ii) yazarların kısa birer özgeçmişleri ve (iii) tüm yazarlarca imzalanmış olan “Bu yazının tümüyle özgün bir çalışmanın ürünü olduğunu ve daha önce, bu veya buna benzer bir biçimiyle, hiçbir yerde yayımlanmadığını, dürüstlük içinde bildiririm.” notu bulunmalıdır.
18. Sorumlu yazar tarafından imzalanmış telif hakkı devir formu da yazı ile birlikte gönderilmelidir.

İÇİNDEKİLER

Ortalama Su Seviyesi Değişimlerinin Taş Dolgu Kıyı Koruma Yapılarının Tasarımına ve Performansına Etkisi.....	9941
Hasan Gökhan GÜLER, Gülizar Özyurt TARAKCIOĞLU, Cüneyt BAYKAL	
Donatılı Kum Zeminlerde Düzlem Deformasyon Koşullarında Düşey Gerilme Dağılışı.....	9967
Bayram ATEŞ, Erol ŞADOĞLU	
Yoğrulmuş Killerde Dayanım ve Deformasyon Parametrelerinin Düşen Koni ve Veyn Deneyle İle Belirlenmesi.....	9987
Murat GÜLEN, Havvanur KILIÇ	
22-23 Eylül 2015 Bodrum Sel Felaketi.....	10013
Ceyhun ÖZÇELİK, Kader BENLİ	
Dört Kollu Sinyalize Kentsel Kavşaklarda Trafik Kazalarının Sıklığını Etkileyen Faktörlerin İncelenmesi.....	10033
Murat ÖZEN	
TEKNİK NOT	
Betonun Birim Ezilme Kısılması İle İlgili Bir İrdeleme.....	10055
Uğur ERSOY, Aslı KESER	